



# Fonctionnement hydraulique des structures réservoirs pour l'assainissement pluvial : étude des dispositifs de diffusion d'eau et modélisation du couple drain-milieu poreux

Mohamed Dakhlaoui

## ► To cite this version:

Mohamed Dakhlaoui. Fonctionnement hydraulique des structures réservoirs pour l'assainissement pluvial : étude des dispositifs de diffusion d'eau et modélisation du couple drain-milieu poreux. Modélisation et simulation. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996. Français. NNT : . tel-00523271

**HAL Id: tel-00523271**

**<https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-00523271>**

Submitted on 4 Oct 2010

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# THESE



Présentée par

**Mohamed DAKHLAOUI**

Pour l'obtention du titre de

**DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES**

Spécialité : Sciences et Techniques de l'Environnement

## **Fonctionnement hydraulique des structures réservoirs pour l'assainissement pluvial :**

**Etude des dispositifs de diffusion d'eau  
et modélisation du couple drain-milieu poreux**

Date de soutenance : le 6 Septembre 1996

Composition du jury

**M. Jean-Claude DEUTSCH**  
**M. Bernard HALPHEN**

*Président*  
*Directeur de thèse*

**M. Bernard CHOCAT**  
**M. Jean-Michel GRESILLON**  
**M. Frédéric NOUGAREDE**  
**M. Georges RAIMBAULT**  
**Mr Jean-Pierre TABUCHI**

*Rapporteur*  
*Rapporteur*  
*Examineur*  
*Examineur*  
*Examineur*



# *Avant propos et remerciements*

*Les travaux de recherche qui font l'objet de ce mémoire de thèse ont été effectués à la Division EAU du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à Nantes.*

*Ma reconnaissance s'adresse tout d'abord à M. Georges RAIMBAULT, Chef de la Division Eau et mon Conseiller d'études, pour sa grande disponibilité, ses conseils judicieux, ses encouragements et pour la confiance qu'il m'a témoignée tout au long de ce travail.*

*Ma profonde gratitude va à M. Bernard HALPHEN, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et mon Directeur de Thèse, pour son soutien précieux, l'intérêt qu'il a porté à mes travaux de recherche ainsi que pour ses conseils avisés.*

*M. Bernard CHOCAT, Professeur à l'INSA de Lyon et M. Jean-Michel GRESILLON, Professeur à l'Université de Bordeaux I, m'ont fait l'honneur d'évaluer ce travail et d'être les rapporteurs de cette thèse. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma respectueuse gratitude.*

*Je tiens à remercier également M. Jean Claude DEUTSCH, Directeur du CERGNE et Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et qui m'a initié à la recherche en hydrologie urbaine, M. Frédéric NOUGAREDE, Chef du Département Environnement à la Lyonnaise des Eaux, M. Jean-Pierre TABUCHI, Ingénieur à l'Agence de l'Eau Seine Normandie, qui m'ont fait l'honneur de participer au Jury et d'examiner ce travail.*

*Que M. Pierre HUMBERT soit remercié très sincèrement pour m'avoir aidé à prendre en main le code de calcul par éléments finis "CESAR-LCPC" et pour ses remarques constructives.*

*Je remercie la Lyonnaise des Eaux et l'Agence de l'Eau Seine Normandie qui ont participé au financement de ces travaux de recherche.*

*J'exprime ma plus vive reconnaissance à tous les membres du Comité de suivi de cette thèse.*

*M. André JALLET et Madame Jocelyne AUZIZEAU, techniciens à la Division EAU du LCPC, ont activement participé aux expérimentations. Qu'ils en soient vivement remerciés.*





*Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à Madame Anne-Marie COUGOUIL et à M. Jean-Marc ROUAUD pour leur aide si efficace et précieuse, grâce à laquelle ce mémoire a pu être présenté sous sa forme.*

*Je remercie vivement Laurent MARCOS pour le bout de chemin que nous avons fait ensemble lors de son stage d'ingénieur au LCPC.*

*Je remercie également tous les membres de la Division EAU du LCPC, ainsi que mes ami(e)s thésards et stagiaires pour leur cordialité, leurs encouragements grâce auxquels cette thèse s'est déroulée dans un climat stimulant et sympathique.*

*Enfin mes remerciements vont à ma famille qui m'a énormément soutenu et aidé à surpasser les moments difficiles.*



## Introduction générale

L'approche classique de l'assainissement en milieu urbain, consistait essentiellement en une évacuation rapide, à l'aide des réseaux de canalisations souterraines, des eaux usées et pluviales le plus loin possible des zones urbaines. Le souci de la protection sanitaire des populations contre les risques épidémiologiques et l'amélioration du cadre de vie étaient à l'origine de cette approche basée sur le principe du "tout à l'égout".

Le développement rapide de l'urbanisation se traduit par l'accroissement des surfaces imperméabilisées et par conséquent des eaux de ruissellement au détriment de l'infiltration, particulièrement en périodes pluvieuses intenses. Ainsi, le cycle naturel de l'eau s'est trouvé largement modifié sur les bassins versants urbains ou périurbains.

Le premier effet de cette évolution urbaine est quantitatif: la saturation du système d'assainissement, ce qui pose le problème d'évacuation des eaux pluviales en milieu urbain. Les inondations en milieu urbain, pendant les orages, deviennent de plus en plus fréquentes et de plus en plus préoccupantes.

Le deuxième effet de l'urbanisation est qualitatif: la dégradation de la qualité des milieux récepteurs due aux rejets urbains par temps de pluie.

Pour faire face à l'insuffisance de l'approche classique de l'assainissement pluvial et pour répondre à l'évolution du contexte juridique et institutionnel, qui met de plus en plus l'accent sur la gestion globale et intégrée des eaux pluviales et des milieux récepteurs, il a fallu innover en matière d'assainissement pluvial urbain.

La solution qui s'impose face à l'urbanisation, est de limiter les débits de ruissellement par le stockage temporaire des eaux pluviales et/ou leur infiltration, d'où l'émergence des techniques "alternatives aux réseaux d'assainissement" ou "compensatoires" (sous entendu des effets négatifs de l'urbanisation).

Ces techniques seront d'autant plus intéressantes que l'infiltration et le stockage des eaux pluviales pourront être assurés le près possible du point de chute de la pluie. Parmi ces techniques "alternatives", les structures réservoirs, grâce à leur bonne intégration en milieux urbains ou périurbains, sont apparues comme des solutions intéressantes pour l'écêtement des débits de pointe, le stockage temporaire et la gestion des eaux pluviales en milieu urbain.

Cette technique se développe actuellement en France et fait même l'objet de recommandations de la Direction de l'Eau du Ministère de l'Environnement. Cependant, la

conception des structures réservoirs est souvent réalisée avec des hypothèses simplificatrices relatives à leur fonctionnement. Le dimensionnement n'est pas optimisé.

Une amélioration des connaissances est nécessaire sur le plan hydraulique et sur celui de la rétention de la pollution (donc amélioration de la qualité des eaux de ruissellement).

Le travail qui suit s'intéresse plus particulièrement à l'analyse et à la simulation du fonctionnement hydraulique des structures réservoirs. Il développe plus spécialement le problème de l'injection d'eau par des drains dans ces structures (phénomène peu connu actuellement) dont la solution nécessite le couplage d'un écoulement à surface libre et d'un écoulement en milieu poreux.

Après une discussion sur la place des techniques "alternatives" et plus particulièrement des structures réservoirs en assainissement pluvial urbain, le deuxième chapitre sera consacré à l'étude de l'ensemble des mécanismes hydrauliques mis en jeu dans ces ouvrages de stockage d'eaux pluviales et à l'étude des fondements théoriques ou des modèles susceptibles de décrire ces mécanismes hydrauliques.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude, en régime permanent, de la diffusion d'eau par des drains dans les structures poreuses selon deux approches: une approche expérimentale et une approche numérique validée à l'aide des données expérimentales. Ceci a permis le développement du modèle "HYDRODIF" outil de simulation des écoulements dans les drains de diffusion d'eau.

Dans un quatrième chapitre, sont présentés quelques exemples de simulations numériques du fonctionnement hydraulique, en régime transitoire, d'un élément ou d'une série de structures réservoirs sans système de diffusion d'eau. Ces simulations sont réalisées à l'aide du modèle NAPP du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, pour apprécier le rôle des structures poreuses dans l'écrêtement des débits de pointe et le stockage des eaux pluviales.

Enfin, le cinquième chapitre est consacré au couplage des écoulements dans les ouvrages de diffusion et/ou de drainage (drains) et des écoulements dans les structures poreuses. Ce chapitre propose une approche simple et originale pour le couplage drain-milieu poreux. Une fois validée, cette approche permet d'étudier, en régime transitoire, le fonctionnement hydraulique complet des structures réservoirs équipées de drains. Leur rôle dans le fonctionnement hydraulique de ces ouvrages (diffusion, transfert d'eau et drainage), ainsi que l'influence des drains sur l'écrêtement des débits de pointe et le stockage d'eaux pluviales dans les structures réservoirs sont également analysés.

# Résumé

Les structures réservoirs se développent de plus en plus pour réduire les débits de ruissellement urbain et par voie de conséquence les risques d'inondations. Elles améliorent aussi la qualité des eaux rejetées dans les milieux naturels par temps de pluie. L'analyse fine du fonctionnement hydraulique de ces structures met en évidence de nombreux mécanismes faisant l'objet d'une étude bibliographique. Des systèmes diffusants sont souvent utilisés pour injecter les eaux de surfaces imperméabilisées voisines sans débordement et assurer leur bonne répartition spatiale, or leur fonctionnement est mal connu. Une approche de ce problème est d'abord réalisée en régime permanent, expérimentalement et numériquement en ne prenant en compte que le dispositif de diffusion sans le matériau poreux environnant. Puis une simulation des écoulements dans ce matériau est présentée, en particulier lorsque plusieurs réservoirs en cascade sont construits. Enfin un modèle simplifié des dispositifs de diffusion est proposé et permet leur couplage avec le milieu environnant à l'aide d'un code de calcul par éléments finis d'hydrodynamique souterraine.

**Mots clés :** structures réservoirs, assainissement pluvial urbain, modélisation numérique , injection d'eau, drainage, rétention d'eau, écrêtement de débit, hydrodynamique, milieu poreux, surface libre,



# **Abstract**

## **Hydraulic behaviour of reservoir structures in urban storm drainage: Water diffusion device study and modeling of the system drain-porous media.**

In order to reduce urban runoff flowrates and flooding risks, reservoir structures are more and more used. These "alternative technologies" for urban storm water management improve and control the runoff water quality during raining weather. The bibliographic study presents a fine analysis of the main mechanisms governing the hydraulic behaviour of these structures. The injection of rainwater coming from nearby impervious surfaces or catchments through these porous structures requires some diffusion devices to secure the homogeneous filling, so their functioning is not well known. In the first time, the steady rate water flow within a drain has been studied experimentally followed by a numerical modelling. The second part is devoted to the flow simulation through the porous materials, particularly within complex structures composed of cascade porous reservoirs. Finally, a simplified model was proposed to study the transient water flow within the diffusion-drainage device and the surrounding porous medium by a subflow hydrodynamics finite element calculation code.

**Keywords:** reservoir structures, urban storm drainage, numerical modeling, water injection, drainage, water retention, discharge regulation, hydrodynamic, porous media, surface flow.





"Je distingue deux moyens de cultiver les sciences:

L'un d'augmenter la masse des connaissances par des découvertes, et c'est ainsi qu'on mérite le nom *d'inventeur*;  
L'autre de rapprocher les découvertes et de les ordonner entre elles, afin que plus d'hommes soient éclairés, et que chacun participe, selon sa portée, à la lumière de son siècle ..."

*DIDEROT*

*à mon père, à ma mère, à toute ma famille, à mes amis,*





# Liste des tableaux

## Chapitre 4

**Tableau 4.1.** : Influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange sur les hauteurs maximales simulées dans un élément de structure réservoir sans drain.

**Tableau 4.2.** : Influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans un parking à structure réservoir sans drain.

**Tableau 4.3.** : Influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans une série de 3 casiers de structures réservoirs sans drain.

## Chapitre 5

**Tableau 5.1.** : Influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans un parking à structure réservoir équipé d'un drain.

**Tableau 5.2.** : Influence du drain sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans un parking à structure réservoir horizontal ( $I = 0 \%$ ).

**Tableau 5.3.** : Influence du drain sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans un parking à structure réservoir en pente de  $1 \%$ .

**Figure 5.32. :** Influence des perméabilités et des porosités sur la nappe d'eau à  $T = 1$  h dans l'axe (coupe xx,  $y = 4$  m) d'une structure réservoir équipée d'un drain ( $Q_{aval} = 661$  l/h,  $I = 0$  %).

**Figure 5.33. :** Influence des propriétés hydrodynamiques sur l'écrêtement du débit de pointe par une structure réservoir équipée d'un drain ( $H_{aval} = 0$ , pente = 0 %).

**Figure 5.34. :** Influence du mode de vidange sur l'écrêtement du débit de pointe par une structure réservoir équipée d'un drain ( $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %, pente = 1 %).

**Figure 5.35. :** Influence du mode de vidange sur l'évolution de la nappe d'eau à l'aval (coté opposé à l'exutoire) d'une structure réservoir avec drain ( $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %,  $I = 1$  %).

**Figure 5.36. :** Influence de la pente sur l'évolution de la nappe d'eau à l'amont ( $x = 0$ ,  $y = 4$  m) d'une structure réservoir équipée d'un drain ( $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %,  $Q_{aval} = 661$  l/h).

**Figure 5.37. :** Influence de la pente longitudinale sur l'écrêtement du débit de pointe par une structure réservoir équipée d'un drain ( $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %,  $H_{aval} = 0$ ).

**Figure 5.38. :** Influence du drain sur l'évolution de la nappe d'eau à l'amont ( $x = 0$ ,  $y = 4$  m) d'une structure réservoir en pente de 1 % ( $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %,  $H_{aval} = 0$ ).

**Figure 5.39. :** Influence du drain sur la forme de la nappe d'eau dans l'axe (coupe xx,  $y = 4$  m) d'une structure réservoir à l'instant  $T = 1$  h (pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %,  $Q_{aval} = 661$  l/h).

**Figure 5.40. :** Influence du drain sur l'écrêtement du débit de pointe par une structure réservoir en pente de 1 % ( $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %,  $H_{aval} = 0$ ).

**Figure 5.41. :** Vue aérienne du centre commercial Leclerc de Saint Médard en Jalles (Gironde) et de son parking à structure réservoir. **Figure 5.42. :** Maillage d'un casier à structure réservoir équipé de 9 drains de diffusion et d'un drain d'interception.

**Figure 5.42. :** Maillage d'un casier à structure réservoir équipé de 9 drains de diffusion et d'un drain d'interception.

**Figure 5.43. :** Conditions d'alimentation de la structure réservoir (pluie de projet et débit amont).

**Figure 5.44. :** Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans un parking à structure réservoir, équipé de drains, à l'instant  $T = 3$  h ( $I = 0$  %,  $H_{aval} = 0$ ,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

**Figure 5.45. :** Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans un parking à structure réservoir, équipé de drains, à l'instant  $T = 4$  h ( $I = 0$  %,  $H_{aval} = 0$ ,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

**Figure 5.46. :** Ecrêtement du débit de pointe par un parking à structure réservoir équipé de drains ( $H_{aval} = 0$ , pente = 0 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

**Figure 5.12.** : Influence du paramètre  $K_{\text{drain}}$  sur la répartition spatiale des débits de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé ( $D = 157 \text{ mm}$ ,  $H_{\text{amont}} = 14 \text{ cm}$ ).

**Figure 5.13.** : Maillage et conditions aux limites imposées au parking à structure réservoir.

**Figure 5.14.** : Pluie de projet, débit amont et débit aval imposés à la structure réservoir.

**Figure 5.15.** : Vue en 3 D de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir, équipé d'un drain, à l'instant  $T = 30 \text{ minutes}$  ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.16.** : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir avec drain, à  $T = 30 \text{ minutes}$  ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.17.** : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir équipée d'un drain, à  $T = 1 \text{ h}$  ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.18.** : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir équipée d'un drain, à  $T = 3 \text{ h}$  ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.19.** : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir munie d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.20.** : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir équipée d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.21.** : Vue en 3 D de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir équipé d'un drain à l'instant  $T = 30 \text{ minutes}$  ( $H_{\text{aval}} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.22.** : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir avec drain, à  $T = 30 \text{ minutes}$  ( $H_{\text{aval}} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.23.** : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir avec drain, pendant la phase de tarissement ( $H_{\text{aval}} = 0$ ,  $I = 1 \%$ ,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.24.** : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir munie d'un drain ( $H_{\text{aval}} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.25.** : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir équipée d'un drain ( $H_{\text{aval}} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.26.** : Vue en 3 D de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir avec drain à l'instant  $T = 30 \text{ minutes}$  ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , en contre pente [ $I = -1 \%$ ],  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.27.** : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir en contre-pente, avec drain, à  $T = 30 \text{ minutes}$  ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ ,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.28.** : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir en contre-pente, avec drain, pendant la phase de tarissement.

**Figure 5.29.** : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir munie d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , en contre pente [ $I = -1 \%$ ],  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.30.** : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir équipée d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , en contre pente [ $I = -1 \%$ ],  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

**Figure 5.31.** : Influence des perméabilités et des porosités sur l'évolution de la nappe d'eau à l'amont ( $x = 0$ ,  $y = 4 \text{ m}$ ) d'une structure réservoir horizontale équipée d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ ).

**Figure 4.28.** : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une série de 3 casiers à structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 284$  l/h, pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

**Figure 4.29.** : Vue en 3 D de la nappe d'eau dans une série de 3 casiers à structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 1$  h ( $H_{aval} = 1$  mm, pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

**Figure 4.30.** : Vue en plan des équipotentielles et des lignes de courant dans une série de 3 structures réservoirs sans drain à  $T = 1$  h ( $H_{aval} = 1$  mm, pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

**Figure 4.31.** : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une série de 3 casiers à structure réservoir sans drain ( $H_{aval} = 1$  mm, pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

**Figure 4.32.** : Influence des perméabilités sur la forme de la nappe d'eau à l'instant  $T = 1$  h, dans l'axe ( $xx, y = 3,5$  m) d'une série de 3 casiers à structure réservoir sans drain ( $H_{aval} = 1$  mm, pente = 1 %).

## Chapitre 5

**Figure 5.1.** : Schématisation du couplage drain-milieu poreux dans les structures réservoirs.

**Figure 5.2.** : Modélisation (schématisation) d'un drain par un milieu poreux équivalent.

**Figure 5.3.** : Influence du paramètre  $\frac{K_{interface}}{L_{interface}}$  sur les erreurs relatives entre les débits de diffusion mesurés et estimés par les modèles NAPP (DARCY) et HYDRODIF.

**Figure 5.4.** : Comparaison entre les débits de diffusion estimés par le modèle NAPP (DARCY) et ceux mesurés ou simulés par le modèle HYDRODIF.

**Figure 5.5.** : Comparaison entre les débits de diffusion mesurés et ceux simulés par le modèle NAPP en régime dénoyé.

**Figure 5.6.** : Comparaison entre les débits de diffusion estimés par le modèle NAPP et ceux simulés par le modèle HYDRODIF en régime noyé ( $H_{amont} = 25$  cm,  $H_{ext} = 6$  cm).

**Figure 5.7.** : Influence du paramètre  $H_f$  (hauteur des fentes) sur les débits et sur les longueurs de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé pour les drains  $D = 106$  mm et  $D = 157$  mm.

**Figure 5.8.** : Influence du paramètre  $H_f$  (hauteur des fentes) sur la répartition spatiale des débits de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé ( $D = 106$  mm,  $H_{amont} = 11$  cm).

**Figure 5.9.** : Influence du paramètre  $\frac{K_{interface}}{L_{interface}}$  sur les débits et les longueurs de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé.

**Figure 5.10.** : Influence du paramètre  $\frac{K_{interface}}{L_{interface}}$  sur la répartition spatiale des débits de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé ( $D = 106$  mm,  $H_{amont} = 11$  cm).

**Figure 5.11.** : Influence de la perméabilité de l'intérieur du drain ( $K_{drain}$ ) sur les débits et les longueurs de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé.



**Figure 4.7. :** Vue en plan des équipotentiellles et des lignes de courant dans une structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 1h$  ( $H_{aval} = 1\text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 35\%$ ).

**Figure 4.8. :** Influence du mode de vidange sur l'écrêtement du débit de pointe par un élément de structure réservoir en pente de 1 % ( $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 35\%$ ).

**Figure 4.9. :** Maillage et conditions aux limites imposées au parking à structure réservoir.

**Figure 4.10. :** Pluie de projet, débit amont et débit aval imposés à la structure réservoir.

**Figure 4.11. :** Vue en 3 D de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 30\text{ minutes}$  ( $Q_{aval} = 661\text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 4.12. :** Vue en plan des équipotentiellles et des lignes de courant dans une structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 30\text{ minutes}$  ( $Q_{aval} = 661\text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 4.13. :** Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 661\text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 4.14. :** Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 661\text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 4.15. :** Vue en 3 D de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 30\text{ minutes}$  ( $H_{aval} = 1\text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 4.16. :** Vue en plan des équipotentiellles et des lignes de courant dans une structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 30\text{ minutes}$  ( $H_{aval} = 1\text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 4.17. :** Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir sans drain ( $H_{aval} = 1\text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 4.18. :** Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir sans drain ( $H_{aval} = 1\text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 4.19. :** Influence des perméabilités et des porosités sur l'évolution de la nappe d'eau à l'amont ( $x = 0$ ,  $y = 4\text{ m}$ ) d'un parking à structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 661\text{ l/h}$ , pente = 1 %).

**Figure 4.20. :** Influence des perméabilités et des porosités sur la forme de la nappe d'eau (coupe xx,  $y = 4\text{ m}$ ) à l'instant  $T = 1\text{ h}$ , dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 661\text{ l/h}$ , pente = 1 %).

**Figure 4.21. :** Influence du mode de vidange sur l'écrêtement du débit de pointe par une structure réservoir sans drain ( $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ , pente = 1 %).

**Figure 4.22. :** Influence du mode de vidange sur l'évolution de la nappe d'eau à l'aval ( $x = 50$ ,  $y = 2\text{ m}$ ) d'un parking à structure réservoir sans drain ( $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ , pente = 1 %).

**Figure 4.23. :** Influence de la pente longitudinale sur l'évolution de la nappe d'eau à l'amont ( $x = 0$ ,  $y = 4\text{ m}$ ) d'un parking à structure réservoir sans drain ( $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ,  $Q_{aval} = 661\text{ l/h}$ ).

**Figure 4.24. :** Schématisation d'une série de 3 casiers à structure réservoir.

**Figure 4.25. :** Pluie de projet et débit aval imposés à la structure réservoir.

**Figure 4.26. :** Vue en 3 D de la nappe d'eau dans une série de 3 casiers à structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 1\text{ h}$  ( $Q_{aval} = 284\text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 4.27. :** Vue en plan des équipotentiellles et des lignes de courant dans une série de 3 casiers à structure réservoir sans drain à  $T = 1\text{ h}$  ( $Q_{aval} = 284\text{ l/h}$ ,  $I = 1\%$ ,  $K = 10\text{ cm/s}$ ,  $n = 30\%$ ).

**Figure 3.44. :** Coefficients des pertes de charge singulières mesurés à l'entrée du drain "routier" de type "SIROWELL" (diamètre = 150 mm).

**Figure 3.45. :** Sensibilité de la loi du débit de diffusion à la variation du coefficient de contraction ( $m$ ) pour le drain "routier" de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm).

**Figure 3.46. :** Sensibilité de la répartition spatiale des débits de diffusion à la variation du coefficient  $m$  pour le drain "SIROWELL" ( $D = 150$  mm,  $H_{\text{amont}} = 60$  cm,  $I = 1$  %,  $K_{st} = 70$ ).

**Figure 3.47. :** Sensibilité de la répartition spatiale des débits d'écoulement aux coefficients de contraction ( $m$ ) pour le drain SIROWELL" ( $D = 150$  mm,  $H_{\text{amont}} = 60$  cm, pente = 1 %,  $K_{st} = 70$ ).

**Figure 3.48. :** Sensibilité de la répartition spatiale des charges piézométriques à la variation du coefficient  $m$  pour le drain "SIROWELL" ( $D = 150$  mm,  $H_{\text{amont}} = 60$  cm,  $I = 1$  %,  $K_{st} = 70$ ).

**Figure 3.49 :** Sensibilité des débits acceptés par le drain "SIROWELL" à la variation du coefficient  $m$  ( $D = 150$  mm, pente = 0 %, fentes dirigées vers le bas,  $K_{st} = 70$ ).

**Figure 3.50 :** Sensibilité des longueurs de diffusion à la variation du coefficient  $m$  pour le drain "SIROWELL" (diamètre = 150 mm, pente = 0 %, fentes dirigées vers le bas,  $K_{st} = 70$ ).

**Figure 3.51. :** Sensibilité relative des débits acceptés par les systèmes d'injection d'eau (drain "routier" de type "SIROWELL", diamètre = 150 mm, pente = 0 %, fentes dirigées vers le bas).

**Figure 3.52. :** Sensibilité relative des longueurs de diffusion (drain "routier" de type "SIROWELL", diamètre = 150 mm, pente = 0 %, fentes dirigées vers le bas).

**Figure 3.53. :** Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains [ $Q_{\text{amont}} = f(H_{\text{amont}})$ ].

**Figure 3.54. :** Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains de diffusion d'eau [Longueur de diffusion =  $f(H_{\text{amont}})$ , pente = 1 %].

**Figure 3.55. :** Exemple d'abaque pour la détermination des longueurs de diffusion [Longueur de diffusion =  $f(Q_{\text{amont}})$ , pente = 1 %].

## Chapitre 4

**Figure 4.1. :** Quelques types d'éléments finis utilisés par les modules NSAT et NAPP.

**Figure 4.2. :** Conditions aux limites imposées à la structure réservoir.

**Figure 4.3. :** Pluie de projet, débit amont et débit aval imposés à la structure réservoir.

**Figure 4.4. :** Vue en 3 D de la nappe d'eau dans une structure réservoir sans drain à l'instant 1 heure ( $Q_{\text{aval}} = 378$  l/h, pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 35$  %).

**Figure 4.5. :** Vue en plan des équipotentielle et des lignes de courant dans une structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 1$  h ( $Q_{\text{aval}} = 378$  l/h, pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 35$  %).

**Figure 4.6. :** Vue en 3 D de la nappe d'eau dans une structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 1$  h ( $H_{\text{aval}} = 1$  mm, pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 35$  %).

**Figure 3.23. :** Drain en fonctionnement noyé.

**Figure 3.24. :** Débits de diffusion en régime noyé, simulés par le modèle HYDRODIF avec  $m = 0.35$ , pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (fentes = angle  $\beta$ ).

**Figure 3.25. :** Drain en fonctionnement semi-noyé.

**Figure 3.26. :** Coefficients de forme intermédiaire  $C_{fi}$ , en régime semi-noyé, pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (fentes = angle  $\beta$ ).

**Figure 3.27. :** Débits de diffusion en régime semi-noyé, simulés par le modèle HYDRODIF avec  $m = 0.35$ , pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (fentes = angle  $\beta$ ).

**Figure 3.28. :** Drain en fonctionnement dénoyé (cas où les fentes sont dirigées vers le haut, cunette plate vers le bas).

**Figure 3.29. :** Coefficients de forme  $C_f$ , en régime dénoyé, pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (cas où les fentes sont dirigées vers le haut, fentes = angle  $\beta$ ).

**Figure 3.30. :** Débits de diffusion en régime dénoyé, simulés par le modèle HYDRODIF avec  $m = 0.35$ , pour les drains "SIROWELL" (fentes dirigées vers le haut, fentes = angle  $\beta$ ).

**Figure 3.31. :** Débits de diffusion en régime noyé, simulés par le modèle HYDRODIF ( $m = 0.35$ ), pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (cas où les fentes sont dirigées vers le haut).

**Figure 3.32. :** Drain en fonctionnement semi-noyé (cas où les fentes sont dirigées vers le haut).

**Figure 3.33. :** Coefficients de forme intermédiaire  $C_{fi}$ , en régime semi-noyé, pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (cas où les fentes sont dirigées vers le haut).

**Figure 3.34. :** Débits de diffusion en régime semi-noyé, simulés par le modèle HYDRODIF ( $m = 0.35$ ), pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (fentes dirigées vers le haut).

**Figure 3.35. :** Représentation schématique de la position d'une section de contrôle et de la formation d'un ressaut hydraulique.

**Figure 3.36. :** Schématisation de l'algorithme de RUNGE-KUTTA d'ordre 4.

**Figure 3.37. :** Représentation schématique de la variation des quantités de mouvement.

**Figure 3.38. :** Recherche des sections de contrôle par l'algorithme de VEN TE CHOW.

**Figure 3.39. :** Répartition des débits diffusés le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 1,8 %, charge hydraulique amont = 21 cm).

**Figure 3.40. :** Débits de diffusion observés en fonction des débits de diffusion simulés (drain routier de type "SIROWELL", diamètre = 100 mm,  $m = 0,34$ ).

**Figure 3.41. :** Répartition des charges hydrauliques le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 1,8 %, charge hydraulique amont = 21 cm).

**Figure 3.42. :** Répartition des débits d'écoulement le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 0 %).

**Figure 3.43. :** Débits d'écoulement observés en fonction des débits simulés (drain routier de type "SIROWELL", diamètre = 100 mm,  $m = 0,34$ ).

**Figure 3.2. :** Débit diffusé par un élément de drain de type SIROWELL de diamètre 200 mm (placé à l'air libre ou dans des graves 10/80) en fonction de la hauteur piézométrique.

**Figure 3.3. :** Coefficient de débit ( $C_f$ , m) en fonction de la hauteur piézométrique pour un écoulement dénoyé (drain de type SIROWELL et de diamètre 150 mm).

**Figure 3.4. :** Coefficients de débit, en régime noyé, en fonction de la hauteur piézométrique pour des drains de type "SIROWELL", placés à l'air libre.

**Figure 3.5. :** Débits diffusés par unité de longueur de drain (SIROWELL,  $D = 150$  mm) en fonction de la charge piézométrique en régime dénoyé.

**Figure 3.6. :** Dispositif expérimental pour l'étude de la diffusion d'eau par des drains.

**Figure 3.7. :** Débits diffusés par unité de longueur de drain (SIROWELL,  $D = 100$  mm) en fonction de la charge piézométrique (cas où existe un écoulement longitudinal).

**Figure 3.8. :** Répartition longitudinale des débits diffusés par unité de longueur de drain (SIROWELL,  $D = 100$  mm, pente = 0 %).

**Figure 3.9. :** Débits transitant le long du drain routier (SIROWELL,  $D = 100$  mm, pente = 0 %) pour différentes charges hydrauliques imposées à l'amont.

**Figure 3.10. :** Débits acceptés par un drain en fonction des hauteurs d'eau imposées à l'amont.

**Figure 3.11. :** Répartition des charges piézométriques et hydrauliques le long du drain SIROWELL ( $D = 150$  mm, pente = 0 %, charge hydraulique amont = 20 cm,  $Q_{entrée} = 44 \text{ m}^3/\text{h}$ ).

**Figure 3.12. :** Débits diffusés par unité de longueur de drain (SIROWELL,  $D = 150$  mm) en fonction de la charge piézométrique (cas où existe du gravier à la sortie aval du drain).

**Figure 3.13. :** Calcul du débit à la sortie aval du drain.

**Figure 3.14. :** Débit d'écoulement à la sortie aval du drain SIROWELL ( $D = 150$  mm) en fonction de la charge piézométrique (cas où existe du gravier à la sortie aval du drain).

**Figure 3.15. :** Répartition longitudinale des débits de diffusion (drain SIROWELL,  $D = 150$  mm, cas où existe du gravier à la sortie aval du drain).

**Figure 3.16. :** Répartition longitudinale des débits d'écoulement (drain SIROWELL,  $D = 150$  mm, cas où existe du gravier à la sortie aval du drain).

**Figure 3.17. :** Répartition longitudinale des hauteurs piézométriques (drain SIROWELL,  $D = 150$  mm, cas où existe du gravier à la sortie aval du drain).

**Figure 3.18. :** Schématisation de la diffusion d'eau par des drains.

**Figure 3.19.:** Evaluation du coefficient de débit en régime dénoyé et dans le cas où le niveau d'eau est en dessous de la limite supérieure des fentes ( $\beta > \theta_0$ ).

**Figure 3.20.:** Evaluation du coefficient de débit en régime dénoyé et dans le cas où le niveau d'eau est au dessus de la limite supérieure des fentes ( $\theta_0 > \beta$ ).

**Figure 3.21. :** Coefficients de forme  $C_f$ , en régime dénoyé, pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (fentes = angle  $\beta$ ).

**Figure 3.22. :** Débits de diffusion en régime dénoyé, simulés par le modèle HYDRODIF avec  $m = 0.35$ , pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (fentes = angle  $\beta$ ).

# Liste des figures

## Chapitre 1

**Figure 1.1 :** Schématisation des débits à la sortie d'un bassin versant urbain et d'un bassin rural pour un même volume d'eau évacuée.

**Figure 1.2 :** Exemples de noues, d'après BALADES et al. (1992).

**Figure 1.3 :** Principe de fonctionnement hydraulique des structures réservoirs, d'après AZZOUT et al. (1994).

**Figure 1.4 :** Evolution des concentrations en métaux lourds avec la profondeur dans la structure réservoir et le sol (fractions inférieures à 125  $\mu\text{m}$ ), d'après LEGRET et al., 1995.

**Figure 1.5 :** Evolution dans le temps de la capacité d'absorption des enrobés drainant, d'après BALADES et al. (1995a).

**Figure 1.6 :** Volume à stocker en fonction du débit entrant et du débit sortant.

**Figure 1.7 :** Ecoulement dans une structure réservoir en pente vers un drain non régulant.

## Chapitre 2

**Figure 2.1. :** Flux et mécanismes hydrauliques mis en jeu dans les structures réservoirs.

**Figure 2.2. :** Approche "traditionnelle" de l'écoulement en milieu poreux saturé incompressible.

**Figure 2.3. :** Application de l'équation de Richards aux écoulements en milieux poreux en présence de surface libre.

**Figure 2.4. :** Représentation schématique du potentiel d'écoulement  $U(h)$ .

**Figure 2.5. :** Relations vitesse-gradient hydraulique pour les écoulements non Darcien du côté des faibles gradients hydrauliques, d'après de MARSILY (1981).

**Figure 2.6. :** Domaine de validité de la loi de DARCY en milieu poreux, d'après BEAR et al. (1987).

**Figure 2.7. :** Comparaison des débits calculés par la loi de DARCY et mesurés au cours d'une infiltration d'eau dans des graves bitumes (0/20), d'après RAIMBAULT et GAUTHIER (1987).

## Chapitre 3

**Figure 3.1. :** Montage expérimental de la diffusion d'eau à travers un petit élément de drain.

|  |     |
|--|-----|
| 5.3. Fonctionnement hydraulique de l'ensemble structure réservoir avec drain en regime transitoire.....                | 168 |
| 5.3.1. Injection des eaux pluviales dans un parking à structure réservoir équipé d'un système de diffusion d'eau ..... | 168 |
| 5.3.1.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{aval}$ imposé) .....  | 170 |
| 5.3.1.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau aval ( $H_{aval}$ imposé) .....   | 175 |
| 5.3.1.3. Cas d'injection d'eau dans une structure réservoir en contre-pente .....                                      | 179 |
| 5.3.1.4. Influence des propriétés hydrodynamiques (perméabilité, porosité) .....                                       | 184 |
| 5.3.1.5. Influence du mode de vidange (C.A.L. aval) .....  | 186 |
| 5.3.1.6. Influence de la pente .....   | 187 |
| 5.3.2. Influence du drain sur le fonctionnement hydraulique des structures réservoirs.....                             | 189 |
| 5.4. Application: fonctionnement hydraulique d'un parking à structure réservoir d'un centre commercial a bordeaux..... | 193 |
| 5.5. Conclusion.....   | 199 |

|  |            |
|--|------------|
| <b>6. Conclusions et perspectives.....</b> | <b>200</b> |
|--|------------|

|   |            |
|---|------------|
| <b>Références Bibliographiques.....</b> | <b>203</b> |
|---|------------|

## ANNEXES

**ANNEXE 1:** Exemples de réalisations des structures réservoirs en France.

**ANNEXE 2 :** Les écoulements dans les structures réservoirs alvéolaires en plastique.

**ANNEXE 3 :** Approche expérimentale de la diffusion d'eau par des petits éléments de drains.

**ANNEXE 4 :** Approche expérimentale de la diffusion d'eau par des drains suffisamment longs.

**ANNEXE 5 :** Approche de modélisation de la diffusion d'eau par des drains.

**ANNEXE 6 :** Fonctionnement hydraulique des structures réservoirs non équipées de drains.

**ANNEXE 7 :** Couplage des écoulements dans les drains et dans les structures réservoirs.

|   |     |
|---|-----|
| 4.2.2.2. Formulation en éléments finis.....   | 122 |
| 4.2.3. Le module NSAT.....  | 123 |
| 4.3. Fonctionnement hydraulique d'un élément de structure réservoir sans drain.....   | 126 |
| 4.3.1. Fonctionnement hydraulique d'un élément de structure réservoir sans drain situé entre deux autres structures poreuses..... | 126 |
| 4.3.1.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{aval}$ imposé) .....   | 128 |
| 4.3.1.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau à l'aval ( $H_{aval}$ imposée) .....   | 130 |
| 4.3.1.3. Influence des propriétés hydrodynamiques, de la pente et des modes de vidange.....                                       | 131 |
| 4.3.2. Injection des eaux pluviales dans un parking à structure réservoir sans système de diffusion d'eau .....                   | 133 |
| 4.3.2.1. Simulations du fonctionnement hydraulique.....   | 134 |
| 4.3.2.2. Influence des propriétés hydrodynamiques (perméabilité, porosité) .....  | 141 |
| 4.3.2.3. Influence du mode de vidange (C.A.L. aval).....  | 142 |
| 4.3.2.4. Influence de la pente .....  | 143 |
| 4.4. Fonctionnement hydraulique d'une série de 3 casiers de structures réservoirs .....   | 145 |
| 4.4.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{aval}$ imposé).....  | 147 |
| 4.4.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau aval ( $H_{aval}$ imposée).....  | 149 |
| 4.5. Conclusion.....  | 153 |

## Chapitre 5

|  |            |
|--|------------|
| <b>Etude du couplage drain-milieu poreux dans une structure réservoir.....</b>                   | <b>155</b> |
| 5.1. Introduction .....  | 155        |
| 5.2. Modélisation du couplage drain-milieu poreux.....   | 157        |
| 5.2.1. Schématisation d'un drain par un milieu poreux équivalent.....                            | 157        |
| 5.2.1.1. détermination des caractéristiques du drain équivalent.....                             | 159        |
| 5.2.2. Etude de sensibilité de la schématisation d'un drain par un milieu poreux équivalent..... | 164        |
| 5.2.2.1. Influence des hauteurs des fentes (paramètre $H_f$ ).....                               | 164        |
| 5.2.2.2. Influence de la perméabilité de l'interface.....  | 165        |
| 5.2.2.3. Influence de la perméabilité du drain (paramètre $K_{drain}$ ).....                     | 166        |

|   |     |
|---|-----|
| 3.2.3.1. Loi de débit de diffusion le long d'un drain de longueur limitée.....                                | 80  |
| 3.2.3.2. Loi de débit d'écoulement à la sortie aval du drain.....   | 80  |
| 3.2.3.3. Répartition des débits et des pressions le long des drains de longueurs limitées .....               | 82  |
| 3.3. Modélisation mathématique de la diffusion d'eau par des drains.....                                      | 84  |
| 3.3.1. Le modèle HYDRODIF .....   | 84  |
| 3.3.2. Lois de diffusion d'eau à travers les fentes des drains.....   | 85  |
| 3.3.2.1. Fentes du drain dirigées vers le bas .....   | 85  |
| 3.3.2.2. Fentes dirigées vers le haut (cunette plate vers le bas).....  | 91  |
| 3.3.3. Conclusion .....   | 95  |
| 3.4. Etude numérique : Conception et mise en oeuvre du modèle HYDRODIF.....                                   | 96  |
| 3.4.1. Introduction.....  | 96  |
| 3.4.2. Conception du modèle HYDRODIF.....   | 96  |
| 3.4.2.1. Equations de base .....  | 96  |
| 3.4.2.2. Analyse qualitative des lignes piézométriques.....   | 97  |
| 3.4.2.3. Résolution numérique de la diffusion d'eau par des drains.....                                       | 99  |
| 3.4.3. Validation du modèle HYDRODIF .....  | 104 |
| 3.4.3.1. Généralités .....  | 104 |
| 3.4.3.2. Ajustement du modèle HYDRODIF aux données expérimentales .....                                       | 105 |
| 3.4.4. Analyse de sensibilité du modèle HYDRODIF .....  | 110 |
| 3.4.4.1. Généralités .....  | 110 |
| 3.4.4.2. Influence du coefficient de contraction ( $m$ ).....   | 111 |
| 3.4.4.3. Conclusion .....   | 114 |
| 3.5. Application : Abaques de conception des ouvrages de diffusion d'eau dans les structures réservoirs ..... | 116 |
| 3.6. Conclusion.....  | 118 |

## Chapitre 4

|   |            |
|---|------------|
| <b>Etude en régime transitoire des structures réservoirs sans drains à l'aide d'un code de calcul par éléments finis.....</b> | <b>119</b> |
| 4.1. Introduction .....   | 119        |
| 4.2. Le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC .....  | 120        |
| 4.2.1. Présentation générale.....   | 120        |
| 4.2.2. Le Module NAPP.....  | 120        |
| 4.2.2.1. Formulation du modèle NAPP .....   | 121        |



|   |    |
|---|----|
| 2.3.1. Ecoulements à ciel ouvert transitoires : Système de Barré de saint Venant.....                 | 54 |
| 2.3.1.1. Equation de continuité .....   | 54 |
| 2.3.1.2 Equation dynamique .....  | 55 |
| 2.3.1.3. Modèle de BARRE de SAINT VENANT .....  | 56 |
| 2.3.1.4. Remarque .....   | 57 |
| 2.3.2. Ecoulements à ciel ouvert permanents : système de BERNOUILLI.....                              | 58 |
| 2.3.2.1. Equation de continuité .....   | 58 |
| 2.3.2.2. Equation dynamique .....   | 59 |
| 2.3.2.3. Equation de l'écoulement .....   | 60 |
| 2.4. Couplage des écoulements en milieu poreux et dans les ouvrages de diffusion et de drainage ..... | 62 |
| 2.4.1. Approche "intégrée" .....  | 62 |
| 2.4.2. Approche "unilatérale".....  | 63 |
| 2.5. Conclusion.....  | 64 |

## Chapitre 3

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Diffusion des eaux pluviales par des drains dans les structures réservoirs.....</b>                              | <b>65</b> |
| 3.1. Introduction .....   | 65        |
| 3.2. Approche expérimentale de la diffusion des eaux par des drains.....  | 67        |
| 3.2.1. Etude expérimentale de la diffusion d'eau à travers les orifices d'un élément court de drain.....            | 67        |
| 3.2.1.1. Montage expérimental et méthodologie.....  | 67        |
| 3.2.1.2. Diffusion d'eau par des drains placés en milieu poreux très perméable.....                                 | 68        |
| 3.2.1.3. Loi de débit de diffusion à travers les fentes des drains.....   | 69        |
| 3.2.1.4. Conclusion .....   | 71        |
| 3.2.2. Etude expérimentale de la diffusion d'eau par des drains suffisamment longs alimentés par une extrémité..... | 72        |
| 3.2.2.1. Dispositif expérimental et méthodologie.....   | 72        |
| 3.2.2.2. Loi de débit de diffusion en écoulement longitudinal .....   | 75        |
| 3.2.2.3. Répartition longitudinale des débits .....   | 76        |
| 3.2.2.4. Répartition des pressions le long des drains .....   | 78        |
| 3.2.3. Influence de la présence du gravier à la sortie aval d'un drain de longueur limitée .....                    | 79        |

|  |    |
|--|----|
| 1.4.3.1. Méthode de simulation utilisant la notion de réservoir.....                             | 24 |
| 1.4.3.2. Simulation des écoulements dans les matériaux poreux des<br>structures réservoirs ..... | 27 |
| 1.5. Conclusion et position du problème.....   | 30 |

## Chapitre 2

|   |           |
|---|-----------|
| <b>Les mécanismes hydrauliques mis en jeu dans les structures<br/>réservoirs.....</b>                                   | <b>31</b> |
| 2.1. Introduction .....   | 31        |
| 2.2. Infiltration et écoulement dans les structures réservoirs .....  | 33        |
| 2.2.1. Ecoulements en milieux poreux saturés.....   | 33        |
| 2.2.1.1. Hypothèses généralement retenues.....  | 33        |
| 2.2.1.2. Equation de continuité .....   | 34        |
| 2.2.1.3. Equation dynamique .....   | 34        |
| 2.2.1.4. Equation de l'écoulement.....  | 35        |
| 2.2.1.5. Approche "traditionnelle" des écoulements en milieux<br>poreux saturés en présence de surface libre.....       | 36        |
| 2.2.1.6. Hypothèse de Dupuit-Forchheimer.....   | 38        |
| 2.2.1.7. Remarques.....   | 39        |
| 2.2.2. Ecoulements en milieux poreux non saturés.....   | 40        |
| 2.2.2.1. Equation de continuité .....   | 40        |
| 2.2.2.2. Equation dynamique .....   | 40        |
| 2.2.2.3. Equation d'écoulement en milieux poreux non saturés :<br>Equation de Richards.....                             | 41        |
| 2.2.2.4. Application de l'équation de Richards à l'écoulement en<br>milieu poreux en présence de surface libre .....    | 42        |
| 2.2.2.5. Remarque .....   | 43        |
| 2.2.2.6. Vidange des structures réservoirs par infiltration dans le sol<br>support .....                                | 43        |
| 2.2.3. Limites de validité de la loi de DARCY.....  | 46        |
| 2.2.3.1. Du côté des faibles valeurs du gradient hydraulique.....   | 47        |
| 2.2.3.2. Du côté des fortes valeurs du gradient hydraulique.....  | 48        |
| 2.2.3.3. Validité de la loi de Darcy pour les structures réservoirs.....  | 50        |
| 2.2.3.4. Les écoulements préférentiels dans les milieux poreux.....   | 52        |
| 2.2.4. Effet du colmatage des revêtements drainants sur l'infiltration d'eau.....                                       | 52        |
| 2.3. Modélisation des écoulements dans les ouvrages de diffusion et de<br>drainage dans les structures réservoirs ..... | 33        |

# Table des Matières

|                                   |          |
|-----------------------------------|----------|
| <b>Introduction générale.....</b> | <b>1</b> |
|-----------------------------------|----------|

## Chapitre 1

|  |          |
|--|----------|
| <b>Contexte général : Les techniques alternatives en assainissement pluvial et la place des structures réservoirs.....</b> | <b>3</b> |
|--|----------|

|   |    |
|---|----|
| 1.1. Introduction .....   | 3  |
| 1.2. Insuffisance de l'approche classique de l'assainissement pluvial .....   | 5  |
| 1.3. Les techniques alternatives en assainissement pluvial : maîtrise des eaux pluviales et de leur pollution ..... | 7  |
| 1.3.1. Introduction.....  | 7  |
| 1.3.2. Différents types de solutions "compensatoires" : état de l'art.....  | 8  |
| 1.3.2.1. Les structures réservoirs.....   | 8  |
| 1.3.2.2. Les tranchées drainantes ou d'infiltration .....   | 8  |
| 1.3.2.3. Les puits d'infiltration .....   | 9  |
| 1.3.2.4. Les fossés et les noues .....  | 9  |
| 1.3.2.5. Les toits stockants (toitures et terrasses) .....  | 10 |
| 1.3.2.6. Les bassins de retenue et/ou d'infiltration .....  | 11 |
| 1.3.2.7. Les autres techniques alternatives adaptées à la parcelle.....   | 12 |
| 1.3.3. Conclusion .....   | 13 |
| 1.4. La place des structures réservoirs en assainissement pluvial .....   | 14 |
| 1.4.1. Introduction : Pourquoi des structures réservoirs ?.....   | 14 |
| 1.4.2. Généralités sur les structures réservoirs.....   | 14 |
| 1.4.2.1. Principe de fonctionnement hydraulique .....   | 15 |
| 1.4.2.2. Matériaux utilisables dans les structures réservoirs .....   | 17 |
| 1.4.2.3. Impact des structures réservoirs sur la qualité des eaux pluviales et du sol.....                          | 19 |
| 1.4.2.4. Les structures réservoirs et le phénomène du gel.....  | 20 |
| 1.4.2.5. Autres aspects du comportement des structures réservoirs à revêtement drainant .....                       | 21 |
| 1.4.2.6. Remarque .....   | 23 |
| 1.4.3. Fonctionnement hydraulique des structures réservoirs.....  | 23 |

# **Chapitre 1**

**Contexte général: Les techniques  
alternatives en assainissement pluvial et  
la place des structures réservoirs**



## **Chapitre 1**

### **Contexte général : Les techniques alternatives en assainissement pluvial et la place des structures réservoirs**

#### **1.1. INTRODUCTION**

Longtemps la politique d'assainissement, mise en oeuvre par des citoyens et des techniciens soucieux d'éviter les risques épidémiologiques, consistait essentiellement en une évacuation rapide des eaux polluées le plus loin possible des zones urbaines. En effet, les systèmes d'assainissement étaient conçus selon le principe du "tout à l'égout".

Longtemps la pollution générée par les rejets d'eaux usées des villes et des industries a masqué celle causée par les eaux pluviales en milieu urbain (VALIRON et TABUCHI, 1994). Grâce au faible taux de population agglomérée (exemple: 22 % en France, en 1850), les rejets polluants furent diffus et l'impact relativement limité sur le milieu naturel (BALADES et RAIMBAULT, 1990).

A la fin de la seconde guerre mondiale, l'urbanisation s'accélère à l'intérieur des centres et à la périphérie des villes, nécessitant le développement des réseaux d'assainissement.

Le développement continu de l'urbanisation se traduit par un accroissement des surfaces imperméabilisées et par conséquent des quantités d'eau ruisselée. Le premier effet de cette évolution urbaine est quantitatif: la saturation du système d'assainissement conçu pour des débits plus faibles. Les inondations en milieu urbain, pendant les orages deviennent de plus en plus fréquentes et de plus en plus préoccupantes.

Le deuxième effet de ce développement urbain est qualitatif: la pollution et la dégradation de la qualité des milieux récepteurs. En effet, les flux de pollution, dus aux rejets d'eaux usées domestiques, industrielles et pluviales augmentent considérablement. Le constat de cette dégradation est à l'origine de l'émergence du système d'assainissement séparatif, devant permettre le traitement des eaux usées dans des stations d'épuration spécifiques.

Depuis quelques décennies, la situation devient critique. Non seulement les flux et les concentrations en éléments polluants deviennent très importants, en impliquant des modifications d'usages des milieux récepteurs, mais cette expansion urbaine entraîne

également une augmentation du taux d'imperméabilisation. Le cycle de l'eau sur des bassins versants urbains ou périurbains s'est trouvé très largement modifié (ELLIS, 1982). Le stockage et l'infiltration sur le parcours des eaux devenant impossible sans la mise en oeuvre de travaux très importants (BALADES, RAIMBAULT, 1990).

L'insuffisance des réseaux d'assainissement par temps de pluie, non seulement provoque une situation critique du point de vue de la fréquence et de l'ampleur des inondations, mais toute extension de l'urbanisation devient impossible, sans engagements financiers considérables.

Devant cette situation critique, il a fallu innover pour respecter les nouvelles lois sur l'eau qui sont de plus en plus exigeantes soit en terme de protection des habitants contre les inondations ou en terme de protection des milieux récepteurs contre les pollutions. Une compatibilité entre l'urbanisation et les équipements d'assainissement pluvial s'impose pour redéfinir les concepts de cet assainissement.

Pour essayer de diminuer le risque hydrologique et l'impact sur le milieu naturel à des coûts raisonnables, plusieurs solutions "compensatoires" (sous entendu des effets de l'urbanisation) s'offrent aux aménageurs des milieux urbains: les structures réservoirs, les tranchées d'infiltration, les bassins de stockage ou de retenue, les puits d'infiltration, les fossés, les noues et les toits stockants. Ce chapitre discute de la place des structures réservoirs dans la maîtrise des eaux pluviales en milieu urbain.

## **1.2. INSUFFISANCE DE L'APPROCHE CLASSIQUE DE L'ASSAINISSEMENT PLUVIAL**

Le défaut majeur des réseaux de conduites, système classique de l'assainissement pluvial en milieu urbain, vient du fait qu'il concentre en des temps relativement courts, des flux importants d'eau et de polluants. Ce qui se traduit, souvent par la saturation ou le débordement des réseaux, voire des inondations et par la pollution et la dégradation des milieux récepteurs.

L'accroissement des surfaces imperméabilisées en milieu urbain, généré par la concentration urbaine, le développement des constructions, les nouvelles formes d'activités et le développement des infrastructures urbaines (voiries, parkings, etc.) se traduit par un accroissement des débits de pointe d'eaux pluviales, par rapport aux bassins versants ruraux (cf. figure 1.1). Ceci pose des problèmes techniques et économiques difficiles à surmonter pour les collectivités locales et les gestionnaires des systèmes d'assainissement.

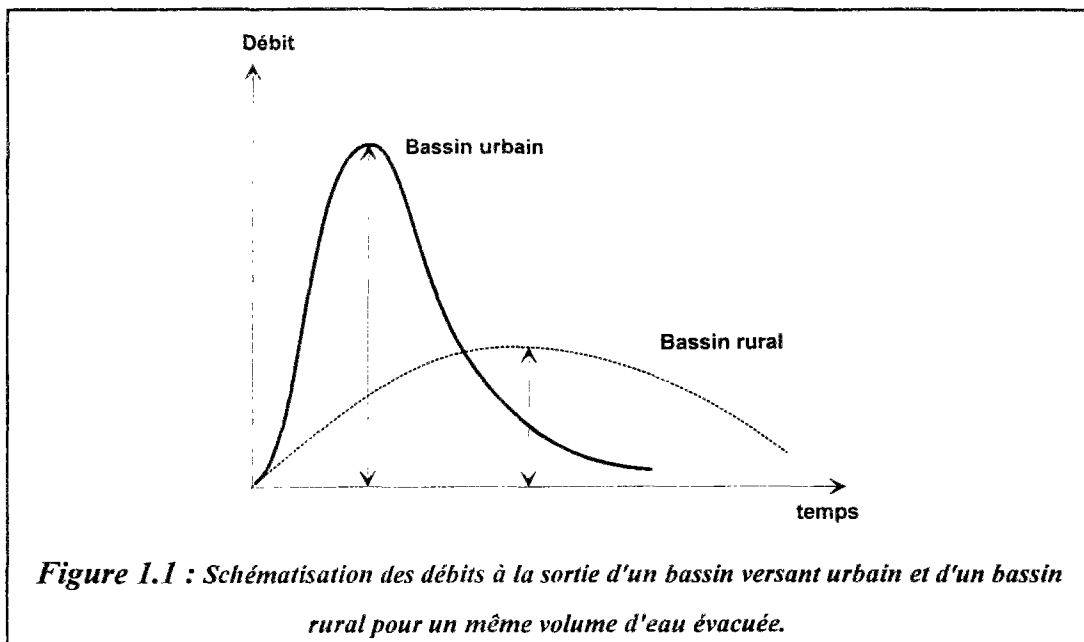
L'accroissement des quantités d'eau ruisselée au détriment de l'infiltration, plus particulièrement en période pluvieuse intense, peut provoquer la saturation du système d'assainissement conçu pour des débits plus faibles (souvent pour se protéger contre les averses de fréquence décennale).

Pendant les orages, les inondations en milieux urbains ou périurbains deviennent de plus en plus fréquentes et de plus en plus violentes. Au-delà de problèmes techniques et des incidences financières importantes des dégâts causés par les inondations en milieu urbain, se pose un réel problème de sécurité pour les habitants de la ville inondée (exemple en France: inondations à Bordeaux, à Seine Saint Denis, etc.). Ces catastrophes ont conduit à une prise de conscience de ces problèmes par le grand public et surtout par les collectivités locales, les techniciens et les décideurs en matière d'assainissement pluvial.

L'urbanisation a conduit à une perte des potentialités d'usage de l'eau. En effet, non seulement l'apport instantané des eaux de ruissellement provoque des crues de plus en plus importantes mais les nappes sont mal alimentées et les étiages ne sont plus soutenus, ainsi les cours d'eau perdent de leur valeur environnementale et urbanistique.

Le deuxième volet de l'insuffisance des réseaux de conduites en assainissement pluvial est qualitatif. En effet, l'accroissement des quantités d'eau ruisselée est souvent accompagné par une augmentation des flux polluants en impliquant la dégradation des milieux récepteurs.





Les stations d'épuration existantes, dont le seul objectif est de traiter les eaux usées, sont souvent incapables de faire face aux rejets urbains par temps de pluie, caractérisés par des forts débits et des pollutions particulières.

La prise en compte de la pollution pluviale dans l'assainissement des villes nécessite des efforts techniques, financiers et de gestion. Pour limiter les rejets urbains par temps de pluie, des améliorations ont été récemment apportées aux réseaux d'assainissement pluvial ou unitaires, elles sont essentiellement basées sur le stockage et la décantation des eaux pluviales (par exemple des décanteurs lamellaires).

A ces problèmes causés par l'insuffisance des réseaux d'assainissement pluvial, viennent s'ajouter les dysfonctionnements des réseaux d'eaux usées liés aux eaux pluviales. En effet, ils reçoivent trop souvent des eaux parasites d'infiltration et des eaux parasites de captage (branchement d'eaux pluviales, avaloirs de chaussées, raccordement de sources ou de drains) (BREIL, 1990; JOANNIS, 1993; BELHADJ, 1994, BELHADJ et al., 1995). Ces surcharges hydrauliques entraînent des difficultés d'exploitation et de gestion des réseaux d'eaux usées et des stations d'épuration (ZAIED, 1995). Ces désordres nécessitent souvent des études diagnostic (JOANNIS, 1991, BALAS et al., 1993), voire des études de réhabilitation des réseaux d'assainissement (BISEAU et al., 1991).

La solution qui s'impose, face à l'urbanisation, est de limiter les débits de ruissellement, d'où l'émergence des techniques "alternatives" ou "compensatoires". Les solutions seront d'autant plus intéressantes que l'infiltration et le stockage des eaux pluviales pourront être assurés le plus près possible du point de chute de la pluie et de façon diffuse (BALADES, RAIMBAULT, 1990).

### **1.3. LES TECHNIQUES ALTERNATIVES EN ASSAINISSEMENT PLUVIAL : MAITRISE DES EAUX PLUVIALES ET DE LEUR POLLUTION**

#### **1.3.1. Introduction**

La stratégie de l'assainissement pluvial en milieu urbain, intégrant des techniques alternatives, aux réseaux de conduites d'assainissement, n'offre pas une protection absolue contre les risques d'inondations et de pollution, néanmoins elle permet de les gérer. En effet, pour la gestion des risques d'inondations, le choix, la conception et la gestion des techniques alternatives doivent prendre en compte l'ampleur de l'événement pluvieux perturbateur (se protéger contre des événements pluvieux de fréquence de défaillance adaptée à l'évolution du ruissellement, par exemple, choisir une période de retour croissante de l'amont vers l'aval, et ne pas adopter systématiquement une pluie de projet de fréquence décennale) et la configuration et la vulnérabilité du bassin versant urbain récepteur (topographie et forme du bassin versant, taux d'imperméabilisation, mode d'urbanisation, conditions hydrologiques à l'aval qui influent sur le ruissellement et par conséquent sur le temps de réponse ou de concentration des bassins versants).

Pour la gestion des risques de pollution dus aux rejets urbains par temps de pluie, l'assainissement pluvial, intégrant des techniques alternatives, doit tenir compte de la particularité de la pollution pluviale qui est différente de celle des eaux usées par son caractère événementiel et l'importance des flux de pollution rejetés provoquant des effets de choc ou cumulatifs sur les milieux récepteurs, et par sa nature plutôt minérale (BACHOC et al., 1992; CHEBBO, 1992; BERTRAND-KRAJEWSKI, 1992; VALIRON et TABUCHI, 1992).

Les techniques alternatives agissent sur les sources du ruissellement urbain par la réduction voire la suppression du ruissellement (revêtements drainants, stockage diffus, etc.). Elles permettent de déconcentrer les flux de pollution, de viabiliser des zones urbaines ou périurbaines. Ces techniques s'adaptent à l'évolution de l'urbanisation et elles peuvent aussi présenter des opportunités supplémentaires (réalimentation des nappes phréatiques, aménagement des espaces verts, ...). En plus de ces fonctions hydrauliques ou environnementales, ces techniques sont souvent le support mécanique d'autres fonctions (circulation et/ou stationnement d'automobiles pour les chaussées poreuses ou les parkings en structures réservoirs, ...). En plus du caractère pluridisciplinaire de l'assainissement pluvial par des techniques alternatives, la conception, la réalisation et la gestion de ces techniques font intervenir plusieurs acteurs (les décideurs, les hommes d'études, l'urbaniste, les constructeurs et les gestionnaires).

La méthodologie d'approche, dans le choix et la conception des techniques alternatives en assainissement pluvial a été largement discutée par plusieurs auteurs (ALFAKIH, 1991; ALFAKIH et al., 1992; AZZOUT et al., 1994).

### 1.3.2. Différents types de solutions "compensatoires" : état de l'art

La nouvelle stratégie de l'assainissement pluvial, faisant intervenir des techniques alternatives, a pour objectifs la réduction du ruissellement, l'augmentation du temps de réponse des bassins versants en milieu urbain et l'écêtement des débits de pointe par le stockage temporaire des eaux pluviales. Ces techniques alternatives visent à modifier le moins possible le cycle naturel de l'eau.

Les fonctions hydrauliques assurées par les différentes techniques alternatives sont :

- ↳ **le recueil des eaux de pluie** : par la surface, par infiltration directe des eaux de pluie (enrobés drainants, galets, dalle ou blocs poreux, gazon, etc.) ou par injection à l'aide des systèmes de diffusion d'eau,
- ↳ **le stockage temporaire des eaux pluviales**,
- ↳ **l'évacuation des eaux stockées** par infiltration directe dans le sol support ou par débit régulé vers l'exutoire.

#### 1.3.2.1. Les structures réservoirs

Dans cette thèse, nous nous intéressons principalement à l'étude du fonctionnement hydraulique des structures réservoirs qui regroupent l'ensemble des solutions "compensatoires" permettant le stockage des eaux pluviales dans les matériaux poreux. Les structures réservoirs assurent au moins deux fonctions: hydraulique et mécanique. L'étude des structures réservoirs est explicitée au §1.4.

#### 1.3.2.2. Les tranchées drainantes ou d'infiltration

Les tranchées sont des ouvrages linéaires, longeant souvent les voiries urbaines.

**Les tranchées drainantes** sont utilisées dans le cas de sols imperméables. Ces tranchées restituent les eaux pluviales, après stockage, avec un débit régulé. Cependant, **les tranchées d'infiltration** restituent les eaux par infiltration en milieu poreux non saturé constituant la partie supérieure du sol support, ce qui permet la réalimentation de la nappe. Ces tranchées d'infiltration sont utilisées sur des sols perméables. Une zone non saturée d'environ 1 mètre par rapport à la nappe d'eau est souvent recommandée. Dans les deux cas, les tranchées sont protégées par un géotextile, pour éviter la migration des fines et pour la rétention de la pollution non piégée par les matériaux poreux de la tranchée. Cette technique est bien utilisée en France (BALADES et al., 1990; BALADES et al., 1992) et au Japon (FUJITA, 1990; MATSUYA, 1990). Pour des terrains en pente, des cloisons de séparation, le long des tranchées, peuvent être mises en oeuvre pour obtenir un stockage d'eau maximum, avec un drain au fond de la structure pour assurer la régulation du débit pour le passage d'un bief (casier) à l'autre.

Les tranchées drainantes ou d'infiltration s'intègrent bien dans le paysage urbain. Pour des raisons d'encombrement en milieu urbain, des matériaux alvéolaires très poreux (exemple le NIDAPLAST de porosité supérieure à 90 %) peuvent constituer le corps des tranchées drainantes ou d'infiltration (BALADES et al., 1990). Ces ouvrages sont peu coûteux et faciles à mettre en oeuvre (AZZOUT et al., 1994), néanmoins, il faut prévoir un entretien régulier et un dispositif d'injection d'eaux pluviales approprié pour piéger les matières responsables du colmatage.

#### ***1.3.2.3. Les puits d'infiltration***

Ces ouvrages permettent l'évacuation des eaux pluviales par infiltration dans le sol. Cette solution peut être appliquée dans des terrains imperméables en surface et perméables en profondeur sous réserve que l'horizon non saturée soit d'une épaisseur suffisante. Ces puits d'infiltration sont utilisables pour l'assainissement pluvial collectif à l'aval d'un réseau d'assainissement d'eaux pluviales, avec traitement de ces eaux, ou en assainissement pluvial individuel au niveau d'une habitation (descente de gouttière). Les surfaces d'infiltration étant réduites, les eaux pluviales devront être le moins polluées possible et avoir ruisselé le moins possible (BALADES, 1989).

En plus de la réalimentation de la nappe et de sa bonne intégration dans le tissu urbain, un des principaux avantages de ce type de solution est son encombrement au sol minimal, cependant les puits d'infiltration doivent être entretenus régulièrement pour éviter les problèmes de colmatage et de pollution. Les nombreuses réalisations exécutées dans le sud ouest de la France (Bordeaux) ont donné une entière satisfaction (BALADES et al., 1992). Cette technique est utilisée aussi en Australie (SOMARATNE et ARGUE, 1990) et au Japon (OKA, 1990; MINAGAWA, 1990). Il existe aussi les plateaux d'infiltration utilisables sur des grandes surfaces lorsque les nappes sont proches (BALADES et al., 1990).

#### ***1.3.2.4. Les fossés et les noues***

Pour ce type de solution (cf. figure 1.2), les eaux accèdent directement à l'ouvrage par ruissellement de surface et le stockage des eaux recueillies dans les fossés s'effectue à l'air libre. Les fossés larges et peu profonds sont appelés **noues** (BALADES et al., 1992; AZZOUT et al., 1994).

En terrains perméables, les fossés sont comparables à des tranchées d'infiltration ouvertes à parois obliques et les eaux stockées sont évacuées par infiltration directe dans le sol, on parle parfois de **fossés d'infiltration** (AZZOUT et al., 1994). Par contre, en terrains imperméables, la restitution de l'eau s'effectue par débit de fuite régulé vers un exutoire (réseau aval, puits, etc.), il s'agit de **fossés de rétention**. Les fossés et noues peuvent être

cloisonnés en biefs pour les terrains en pente. Lorsque la nappe est peu profonde, cette technique offre l'avantage supplémentaire de drainer les terrains et d'améliorer aussi les caractéristiques géotechniques des sols pour la construction des habitations et des infrastructures urbaines (BALADES et al., 1992). Les noues, généralement réalisées sur des espaces verts collectifs, présentent un caractère esthétique et paysager important, mais les coûts d'entretien ainsi que les emprises qui en résultent limitent leur utilisation au milieu périurbain (lotissement, zones industrielles, etc.). Un entretien régulier des fossés et noues est nécessaire pour assurer leur bon fonctionnement et pour la satisfaction des usagers (éliminer les risques de nuisances).

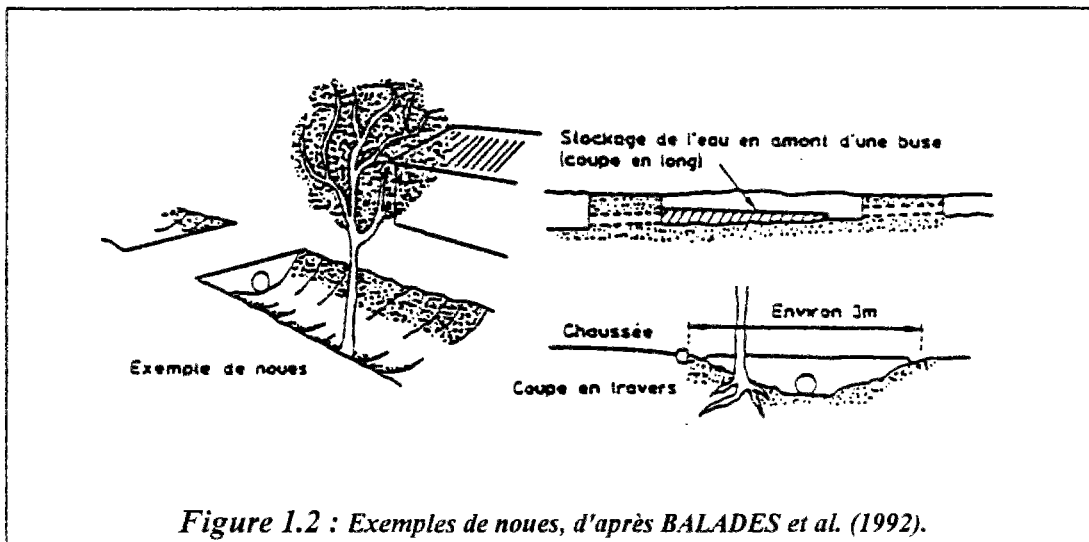


Figure 1.2 : Exemples de noues, d'après BALADES et al. (1992).

#### 1.3.2.5. Les toits stockants (toitures et terrasses)

Cette solution n'est pas valable que si les toits d'immeuble sont conçus pour supporter des surcharges supplémentaires (exemple: des charges en neige dans les pays froids, etc.). Cette technique de stockage sur les toitures-terrasses est très utilisée aux États-Unis et au Japon (BALADES et al., 1990).

Selon BALADES (1989), l'efficacité du stockage d'eaux pluviales (amortissement et retard d'écoulement) sur des toitures-terrasses dépend essentiellement de la pente et des matériaux utilisés pour la protection du revêtement d'étanchéité. Ceci peut être amplifié par la pose de certains dispositifs appropriés (régulation du débit d'évacuation par des orifices calibrés, barrages de gravillons en travers de l'écoulement, ...).

Les toitures terrasses nécessitent un entretien régulier. Les eaux de pluie stockées dans les toitures terrasses sont généralement peu polluées. La charge polluante est essentiellement fonction de la pollution atmosphérique.

### ***1.3.2.6. Les bassins de retenue et/ou d'infiltration***

Ces bassins peuvent assurer une ou plusieurs fonctions et usages (maîtrise du ruissellement pluvial urbain, protection contre les inondations, réduction de la pollution pluviale, activités de loisirs, réserve écologique, réserve d'incendie, etc.).

Le dimensionnement hydraulique de ces bassins est basé essentiellement sur la détermination du volume optimal de stockage. Ce dernier peut être calculé à l'aide des méthodes simplifiées telles que la méthode des pluies ou la méthode des volumes qui sont bien explicitées dans l'instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations (1977) et par VALIRON et TABUCHI (1992). L'analyse du fonctionnement hydraulique de ces ouvrages nécessite la simulation de l'écêtement des débits de pointe et des écoulements mis en jeu au moyen des modèles mathématiques. Selon S.T.U. et AGENCES DE L'EAU (1994), de nombreux logiciels conçus pour l'étude des réseaux d'assainissement permettent d'estimer le volume utile des bassins de retenue. Parmi les logiciels français sont cités: CEDRE (INSA de Lyon), CAREDas (SOGREAH), TERESA (STU), etc., et parmi les logiciels étrangers: MOUSE (Danish Hydraulic Institute), WALRUS (Wallingford), etc. Une étude hydraulique plus fine et spécifique de ces ouvrages semble parfois nécessaire pour reproduire correctement les écoulements.

#### ***1.3.2.6.1. Les bassins de retenue à ciel ouvert et/ou d'infiltration***

Ils sont destinés à retenir temporairement l'eau provenant du ruissellement de surface ou des réseaux d'assainissement, pendant l'orage, pour la restituer après l'averse avec un débit contrôlé ou par infiltration dans le sol support. Ces ouvrages sont en général en terre, situés à l'aval des zones urbanisées.

Il existe deux grandes catégories de bassins de retenue: les bassins secs et les bassins en eau. Pour le premier cas, le bassin est vidé complètement entre deux orages, le volume disponible pour stocker l'eau est donc égal à la capacité totale du bassin. Dans le second cas, le bassin peut avoir un niveau d'eau permanent et le volume de stockage disponible dépend du marnage acceptable entre les périodes de temps sec et les périodes pluvieuses. Ce type de bassin peut être considéré comme un plan d'eau paysager susceptible d'accueillir des activités de loisirs (pêche, lieu de promenade, etc.), ce qui impose des contraintes supplémentaires sur la qualité des eaux recueillies, sur l'alimentation du bassin pendant les périodes de sécheresse et sur la gestion du bassin (traitement de la végétation, contrôle d'usages, etc.). En plus de l'écêtement des débits de pointe, les bassins de retenue constituent des ouvrages de dépollution par décantation des eaux pluviales (VALIRON et TABUCHI, 1992). Néanmoins, il faut prévoir des ouvrages de prétraitement des eaux pluviales à leur entrée (dégrillage, déshuilage, dessablage, etc.).

Les bassins d'infiltration, placés en parallèle ou à l'exutoire d'un réseau d'assainissement, sont utilisés sur des sols de perméabilité suffisante. Ils peuvent participer à la réalimentation de la nappe phréatique si elle est peu vulnérable. Un soin particulier doit être apporté à la conception, à la gestion et à l'entretien de ces bassins pour éviter les risques de pollution de la nappe et les risques de colmatage du sol support.

#### *1.3.2.6.2. Les bassins enterrés*

Ces ouvrages de stockage souterrains, en général en béton, sont utilisés dans des zones très urbanisées (sous une place, une voirie, un parking, etc.). Ces bassins, souvent installés en parallèle au réseau d'assainissement, sont alimentés par surverses de ce réseau pendant les orages. La maîtrise de l'hydraulique de ces bassins est essentielle pour assurer la décantation des eaux pluviales. L'intérêt de ces bassins réside dans le fait que la surface au sol reste disponible pour être valorisée pour d'autres usages. La recherche de solutions innovantes pour stocker des eaux pluviales a conduit à l'utilisation des bassins de retenue constitués de matériaux alvéolaires de grande capacité de stockage (90 % de vide), des matériaux poreux ou des pneumatiques non commercialisables à cause des défaut de fabrication (l'intérieur des pneus servant de "chambre ou piège à eau"). Une attention particulière doit être apportée à la qualité de ces eaux piégées.

La conception, la réalisation, l'entretien, la gestion, les coûts et la réglementation de cette technique sont bien détaillés dans l'ouvrage "*Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales*" (STU et AGENCES DE L'EAU, 1994). VALIRON et TABUCHI (1992) décrivent le rôle des bassins de retenue dans la maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie.

Les bassins de retenue et/ou d'infiltration permettent en partie la maîtrise des eaux de ruissellement, mais sont souvent coûteux en investissement, en gestion et en entretien. Le handicap ou l'inconvénient majeur de ces bassins est leur emprise foncière importante ce qui nécessite des acquisitions de terrains importantes, pas toujours disponibles, notamment dans les zones urbaines ou périurbaines, ce qui peut constituer un frein à l'urbanisation.

#### *1.3.2.7. Les autres techniques alternatives adaptées à la parcelle*

Ces techniques peuvent prendre des formes très variables (citernes, puits d'infiltration au pied d'une habitation, structures réservoirs individuelles, toitures stockantes, stockage dans des structures alvéolaires, tranchées, fossés, etc.). Elles permettent l'assainissement individuel des eaux pluviales d'une habitation ou d'une parcelle de quelques centaines de mètres carrés. La multiplication de ces techniques de micro-stockages permet éventuellement d'assainir globalement une zone d'aménagement (lotissements de maisons et/ou d'immeubles, etc.).

L'avantage de ces techniques réside dans le caractère diffus des infiltrations et des micro-stockages des eaux pluviales. Le stockage s'effectue le plus près possible des surfaces réceptrices (sources de ruissellement), sans nécessiter d'ouvrages de collecte ou de transport des eaux pluviales, ce qui contribue à la réduction et à la maîtrise des eaux pluviales.

L'inconvénient de ces techniques c'est qu'elles sont souvent installées sur des sites privés et en nombre important sur la zone à assainir. Elles nécessitent un entretien correct et en cas d'infiltration dans le sol, il faut limiter les risques de colmatage et de pollution de la nappe.

Le stockage des eaux pluviales peut s'effectuer dans des matériaux poreux, des matériaux en structures alvéolaires très poreux (90 % de vides), tels que le NIDAPLAST ou le GEOLIGHT ou dans des citernes creuses. Ces techniques commencent à se développer en France (AZZOUT et al., 1994; BALADES et al., 1992). Elles sont largement utilisées au Japon (ICHIKAWA et al., 1990; WADA et al., 1990; MATSUDA et al., 1990; SAKURAI, 1990; SHINODA, 1990) et en Australie (CARLETON, 1990; BUSOLIN et al., 1995; ARGUE, 1995; O'LOUGHLIN et al., 1995).

### **1.3.3. Conclusion**

Ces différentes techniques alternatives permettent la gestion et la maîtrise des eaux pluviales et de leur pollution en milieux urbains et périurbains et notamment dans les zones d'urbanisation nouvelles, ou dans les zones où il est difficile de réaliser des réseaux d'assainissement.

La mise en oeuvre des techniques alternatives nécessite une concertation entre élus, aménageurs, urbanistes et techniciens de plusieurs disciplines. Il apparaît aujourd'hui que ces solutions "compensatoires" sont techniquement viables, et souvent économiquement intéressantes. La difficulté porte sur le choix d'une solution ou de la combinaison de plusieurs solutions alternatives. Les critères de choix sont nombreux (hydrographiques, urbanistiques, environnementaux, socio-économiques, etc.) et dépendent aussi des modes d'usage ou des objectifs à promouvoir. Il n'y a pas de solution compensatoire "miracle" pour tous les problèmes causés par les eaux pluviales, mais il faut étudier cas par cas et en fonction des contraintes du site. Chaque technique alternative a des avantages et des inconvénients. Ces techniques nécessitent des entretiens, essentiellement préventifs, pour limiter les risques de colmatage et de pollution de la nappe d'eau ou de pollutions accidentelles. Les bassins de retenue et/ou d'infiltration permettent de limiter les risques d'inondations et de pollution, mais leurs inconvénients majeurs sont leur emprise foncière importante et leurs coûts élevés.

Des efforts de recherche et de développement de solutions innovantes sont encore nécessaires pour mieux maîtriser les eaux pluviales et leurs pollutions, d'une façon diffuse et le plus près des sources de ruissellement pour reconquérir en partie, le cycle naturel de l'eau, même en milieu urbain.



## **1.4. LA PLACE DES STRUCTURES RESERVOIRS EN ASSAINISSEMENT PLUVIAL**

### **1.4.1. Introduction : Pourquoi des structures réservoirs ?**

L'urbanisation modifie l'interface entre l'atmosphère et les terrains naturels. Les revêtements de voiries, parkings, cours, les toitures, etc., ne laissent s'infiltrer qu'une très faible partie des eaux de pluie, notamment en période de pluies intenses, ce qui modifie considérablement le cycle naturel de l'eau. La principale conséquence de cette urbanisation est l'accroissement des volumes d'eaux ruisselées, ce qui peut générer des risques d'inondations, si les exutoires sont insuffisants, et des risques de pollution par temps de pluie.

Face à l'emprise foncière importante des bassins de retenue et/ou d'infiltration et l'insuffisance de l'approche classique de l'assainissement pluvial en milieu urbain (réseaux de conduites), se sont développées des techniques alternatives permettant la réduction, depuis les sources, du ruissellement pluvial. Parmi ces techniques alternatives, les structures réservoirs, grâce à leur facilité d'intégration en milieux urbains ou périurbains, sont apparues comme une des solutions les plus intéressantes pour la gestion des risques d'inondations et de pollutions, par le stockage temporaire des eaux pluviales. La superficie des voiries et parkings, représentant en moyenne 15 à 30 % de la surface du bassin versant urbain (RAIMBAULT et al., 1985), favorise le développement des structures réservoirs.

### **1.4.2. Généralités sur les structures réservoirs**

L'appellation "Structures réservoirs" est moins limitative que celle de "chaussées poreuses". Les structures réservoirs permettent, entre autres, d'inclure des variantes où le recueil des eaux pluviales ne se fait pas par infiltration directe à travers le revêtement de surface (injections localisées des eaux pluviales par des ouvrages de diffusion, etc.).

Les structures réservoirs se sont développées, depuis les années 1970, essentiellement au Etats-Unis (JACKSON et al., 1974; FIELD et al, 1982), au Japon (ICHIKAWA et HARADA, 1990), en France (DEUTSCH et al., 1978; RAIMBAULT et BALADES, 1987; BALADES et CHANTRE, 1990; ALFAKIH, 1991; RAIMBAULT, 1992; TABUCHI, 1992; AZZOUT et al., 1994; ...) et en Suède (HOLMSTRAND, 1984; HOGGLAND et al., 1990; STENMARK, 1995). En plus de la fonction mécanique des structures réservoirs construites sur des aires de circulation ou de stationnement, ces structures assurent une fonction hydraulique ou hydrologique importante, à savoir la réduction du ruissellement en milieu urbain.

#### ***1.4.2.1. Principe de fonctionnement hydraulique***

Le fonctionnement hydraulique des structures réservoirs est basé sur le recueil des eaux de pluie, la rétention ou le stockage temporaire et l'évacuation et la restitution lente de ces eaux vers les milieux récepteurs.

##### *1.4.2.1.1. Recueil des eaux de pluie*

La solution qui se rapproche le plus du cycle naturel de l'eau consiste à infiltrer l'eau de pluie à travers des revêtements de surface suffisamment perméables, ce qui permet la répartition uniforme de l'eau dans les matériaux poreux du réservoir de stockage. Différents matériaux poreux peuvent assurer à la fois l'infiltration d'eau et la fonction mécanique demandée aux couches de surface des aires de circulation et de stationnement urbaines (chaussées, parkings, voiries, terrains de sport, etc.) : les enrobés bitumineux drainants, les bétons hydrauliques poreux, les pavés perméables et les dallages enherbés.

La capacité d'infiltration ou d'absorption d'eau de ces matériaux de surface doit être supérieure à l'intensité maximale des précipitations, ce qui ne pose pas de problème au moins pour les trois premiers, avec des revêtements neufs (ou non colmatés). En effet, la perméabilité de ces trois matériaux est supérieure à 1 cm/s, soit 36 000 mm/h, largement suffisante comparée aux intensités pluvieuses (BALADES et RAIMBAULT, 1990).

Lorsque l'infiltration directe de la pluie à travers les revêtements de surface n'est pas possible (par exemple en raison de la nature du trafic routier, risques de pollution de la surface des structures par l'arrivée des eaux de ruissellement chargées ou par l'apport de terre ou de fines des surfaces voisines, etc.), des revêtements classiques (imperméables) sont utilisés. Dans ce cas, les eaux ruisselées sur les structures réservoirs ou provenant d'autres surfaces imperméables voisines (toitures, zones imperméabilisées, etc.) peuvent être injectées localement dans le corps des structures réservoirs par des avaloirs raccordés à des drains ou caniveaux assurant la diffusion et la répartition de l'eau dans le matériau poreux. De tels dispositifs d'injection localisée d'eau peuvent éventuellement être associés à un revêtement perméable en surface.

##### *1.4.2.1.2. Stockage temporaire des eaux pluviales*

Le stockage des eaux recueillies se fait dans les vides (pores) des matériaux poreux constituant le corps des structures réservoirs. Les dimensions des structures réservoirs dépendent des données pluviométriques locales, du débit d'eau injectée et du débit de vidange acceptable. Le stockage temporaire des eaux de pluie provoque un écrêtement du débit de pointe et entraîne un étalement dans le temps de l'écoulement, ce qui augmente le temps de réponse (ou de concentration) des bassins versants urbains et limite les risques d'inondations.

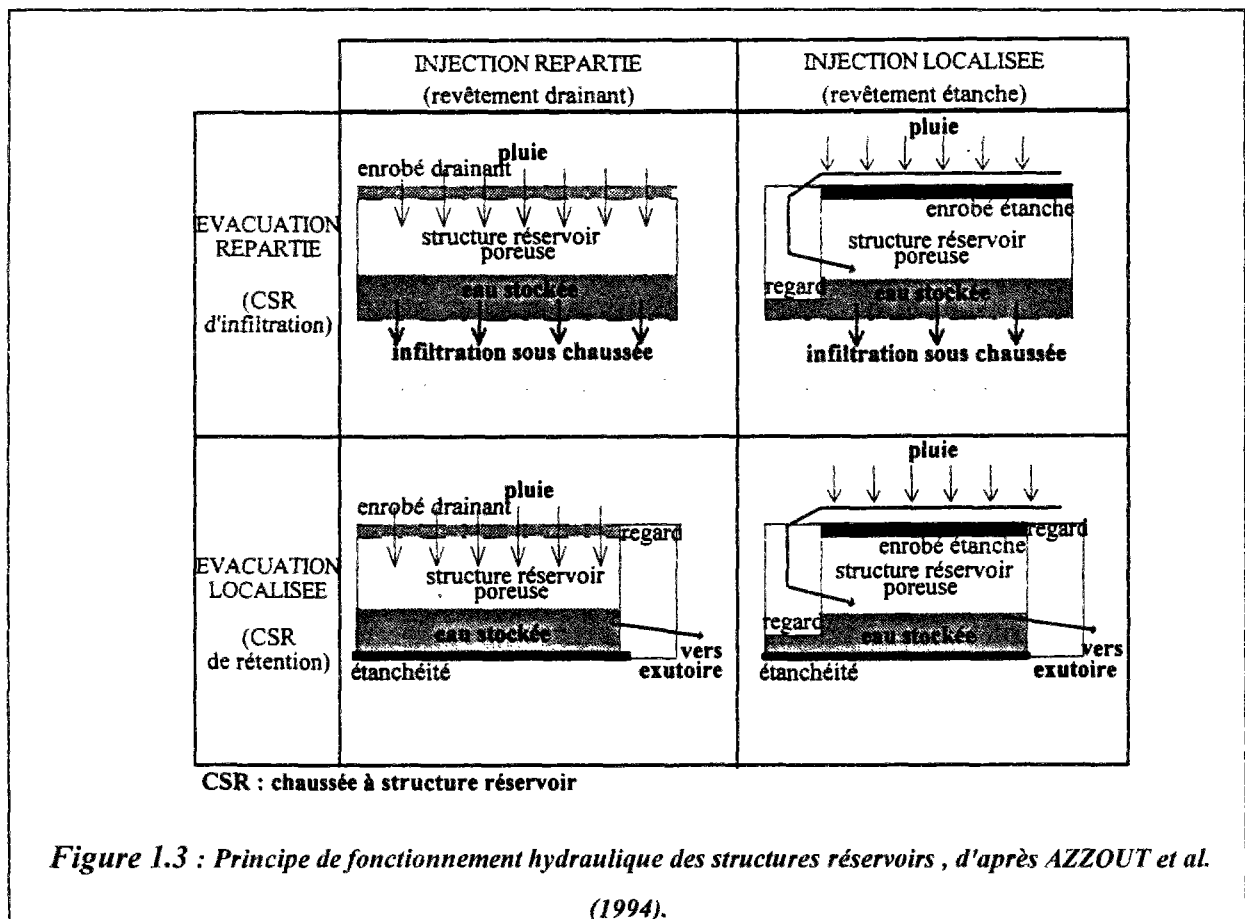
#### 1.4.2.1.3. Vidange des structures réservoirs

L'évacuation et la restitution lente de l'eau stockée vers les milieux récepteurs peut être répartie (infiltration directe dans le sol support) ou localisée à l'aide d'un dispositif de régulation du débit (orifice calibré) vers un exutoire ou éventuellement par la combinaison des systèmes d'évacuation répartie et localisée. Le choix du mode de vidange des structures réservoirs dépend essentiellement de la nature du sol support, de la topographie et de la fonction assurée par la structure réservoir (fonction de régulation du débit de pointe et/ou fonction de stockage et d'infiltration).

- Si le sol est perméable, de propriétés mécaniques (portance, etc.) suffisantes en présence d'eau et qu'il n'y a pas de risques particuliers de pollution de nappe, il est souhaitable d'infiltrer sur place l'eau stockée dans le réservoir poreux. Ce qui permet éventuellement une réalimentation de la nappe phréatique dans des zones urbanisées.

- Si l'infiltration sur place n'est pas possible, l'évacuation des eaux stockées dans la structure se fait par drains judicieusement placés dans la structure réservoir munie d'un dispositif de régulation du débit de vidange. La figure 1.3 illustre quelques modes de fonctionnement hydraulique des structures réservoirs.

Deux exemples de réalisation de structures réservoirs sont présentés en annexe 1. L'étude du fonctionnement hydraulique des structures réservoirs sera analysée aux chapitres 3, 4 et 5.



#### 1.4.2.2. Matériaux utilisables dans les structures réservoirs

Historiquement, les ingénieurs routiers ont cherché à rendre les chaussées le plus imperméables possible afin d'éviter la dégradation rapide de leur corps et l'affaiblissement des propriétés mécaniques du sol support en présence d'eau. Le développement industriel de la technique des enrobés drainants qui présente de nombreux avantages (sécurité de circulation par temps de pluie par la diminution des risques d'aquaplanage, réduction des projections d'eau, réduction des nuisances sonores, etc.) a remis en cause l'utilisation systématique des enrobés étanches, notamment en milieux urbains. En effet, les fonctions des voies urbaines sont multiples et l'aspect mécanique n'est pas toujours prioritaire (le trafic poids lourds des zones résidentielles ou commerciales est faible). Les matériaux des structures réservoirs sont différents selon qu'ils constituent la couche de surface, de base, de fondation ou de forme.

☞ **La couche de surface** doit résister aux sollicitations dues au trafic (déformation verticale ou déflexion, efforts de cisaillement, etc.) et permettre éventuellement l'infiltration de la pluie. Cette couche est choisie en fonction de son usage (nature du trafic, résistance et stabilité mécanique, adhérence, acoustique, résistance à l'arrachement, esthétique, etc.) et de sa capacité d'infiltration dans le cas d'un revêtement drainant. Différents matériaux peuvent constituer la couche de surface: les enrobés bitumineux drainants, les bétons poreux, les dalles et pavés ou simplement les revêtements étanches classiques. Les matériaux poreux présentent des risques d'arrachement de surface car ils sont plus sensibles aux efforts de cisaillement que les matériaux classiques en raison du nombre limité de liaisons entre granulats (RAIMBAULT, 1987). Ceci peut conduire dans certains cas (trafic important, poids lourds, virage, etc.) à des dégradations de la surface des structures réservoirs.

☞ Pour les *enrobés bitumineux drainants*, les granulats doivent présenter une bonne résistance aux chocs, au polissage et à l'usure et doivent être insensibles au gel et à l'eau, c'est ainsi que les granulats des roches massives sont préférés (RAIMBAULT et al., 1987). Les enrobés bitumineux drainants, de granularité 0/10 ou 0/14 **discontinue** à faible pourcentage de fines ( $\approx 4\%$ ) et de sable (inférieure à  $13\%$ ) présentent en moyenne une **porosité utile** (pourcentage de vides communicants) de l'ordre de **12 à 15 %** pour un pourcentage de vide total de  $20\%$  avec une perméabilité d'environ  $1\text{ cm/s}$  (POIRIER et GOYON, 1991).

☞ Pour les *bétons poreux*, la liaison entre les granulats est assurée par un mortier et non par du ciment seul pour résister aux eaux agressives. La teneur en mortier est limitée à  $15$  voire  $20\%$  du poids total. La dimension des granulats est choisie de façon à éviter un stockage capillaire important et pour assurer sa fonction mécanique. Selon BROSSEAUD (1993), cité par AZZOUT et al. (1994), la porosité utile du béton drainant est de l'ordre de  $20\%$  avec une perméabilité de  $0,8$  à  $1,8\text{ cm/s}$ .

☞ **La couche de base** des chaussées à structures réservoirs doit répartir les sollicitations transmises par la chaussée au sol support et stocker temporairement les eaux de pluie. Le choix du matériau constituant cette couche réservoir dépend de l'épaisseur maximale de la structure acceptée, des contraintes mécaniques qu'il devra supporter et du type de couche de surface utilisée.

☞ *Les matériaux traités au liant bitumineux* (graves bitumes drainantes) de granularité 0/20 ou 0/30 à faible pourcentage de fines (inférieur à 4 %) et de sable (inférieur à 15 %) ont une porosité utile moyenne de 13 à 15 % pour une porosité totale de 20 % et une perméabilité de l'ordre de 1 cm/s (RAIMBAULT, 1987; RAIMBAULT et al., 1987).

☞ *Les matériaux traités au liant hydraulique* (béton poreux) de composition identique à celui du béton drainant utilisé dans la couche de surface et de porosité utile de 20 à 26 %, ont une perméabilité supérieure à 2,5 cm/s (AZZOUT et al., 1994).

☞ *Les matériaux non liés* sont des matériaux granulaires, concassés très ouverts à forte porosité de 20 à 50 % sans liant avec une perméabilité de l'ordre de 10 cm/s. Il semble qu'un rapport "dimension maximum de granulats/dimensions minimum" assez important améliore la stabilité. Les granulats utilisés doivent être propres (sans sable et sans particules argileuses) et doivent présenter une bonne résistance à l'attrition (RAIMBAULT, 1987; RAIMBAULT et al., 1987).

☞ *Les matériaux alvéolaires en plastique* [par exemple le NIDAPLAST, matériaux en polypropylène à structure "nid d'abeilles" (JOUSSIN, 1992) ou le GEOLIGHT, etc.] légers et de bonne résistance à la compression, de porosité supérieure à 90 % peuvent être utilisés pour des raisons d'encombrement en milieu urbain ou pour augmenter localement la capacité de stockage des eaux pluviales. Ces matériaux, souvent recouverts sur leurs faces inférieures et supérieures par un géotextile collé, peuvent être drainés par un lit de sable placé à la base de la structure réservoir. Cependant, ces matériaux sont assez coûteux et certains résistent mal aux hautes températures et aux ultraviolets (AZZOUT et al., 1994).

☞ Il est aussi possible de stocker les eaux de pluie dans des *matériaux de récupération* tels que les pneus (70 % de vide). Ce type de matériaux a été aussi utilisé pour les bassins de retenue (PEREZ-SAUVAGNAT et al., 1995). La qualité des eaux stockées dans ces matériaux nécessite une attention particulière, des tests de contrôle sont parfois nécessaires.

☞ **Les couches de fondation et de forme** permettent la transmission des efforts depuis la couche de base vers le sol et le stockage éventuel de l'eau de pluie. Cette couche

permet d'améliorer la qualité du sol support. Les couches de fondation peuvent être constituées de matériaux non liés, de matériaux alvéolaires en plastique ou de matériaux de récupération.

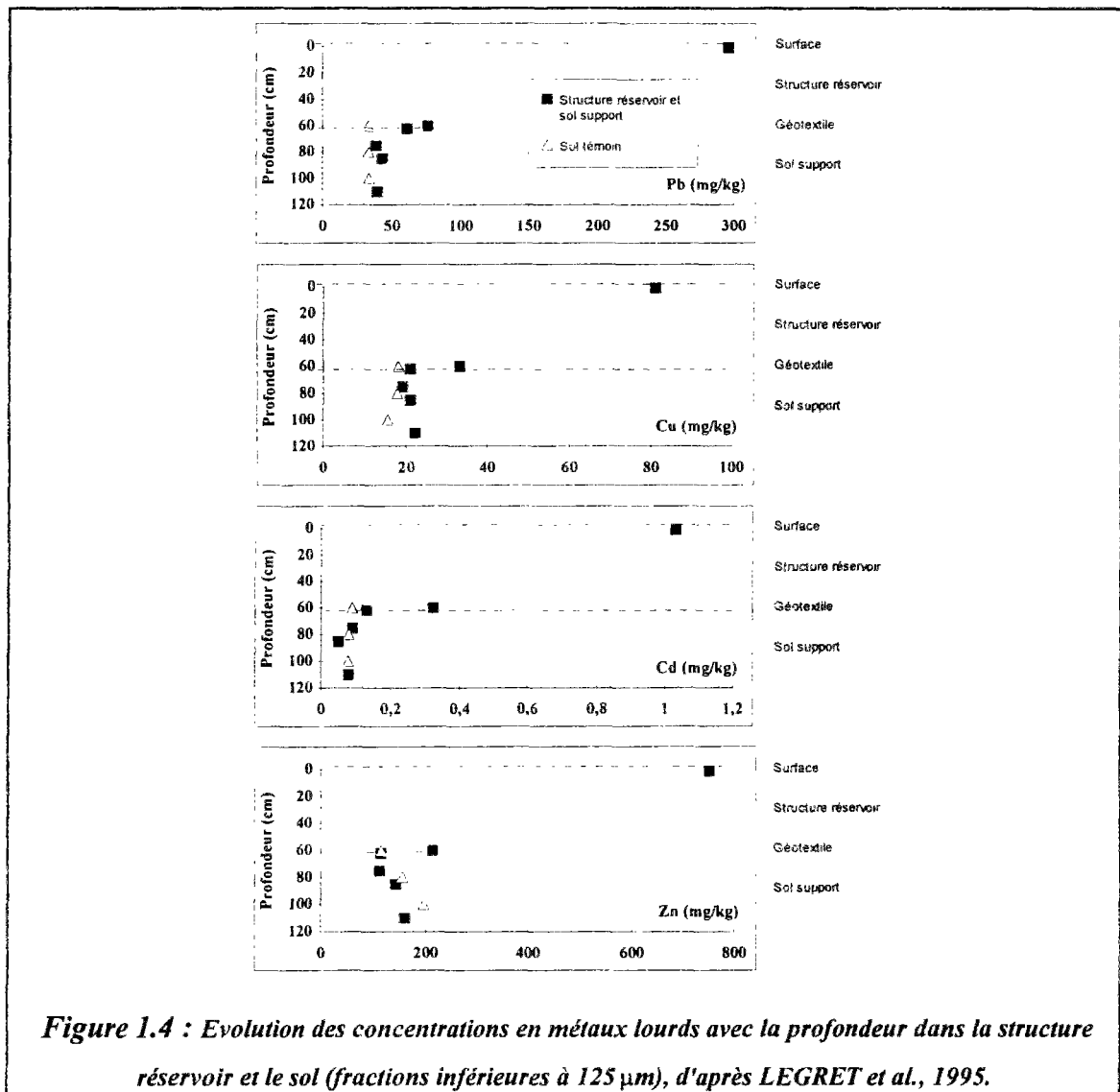
☞ Pour réaliser les **interfaces** entre les différentes couches de la structure réservoir ou une étanchéité pour protéger le sol support ou la nappe phréatique et pour éviter la remontée des "fines", des géotextiles ou des géomembranes peuvent être utilisés.

#### ***1.4.2.3. Impact des structures réservoirs sur la qualité des eaux pluviales et du sol***

En plus de l'écrêtement des débits de pointe, les structures réservoirs ont un impact positif sur la qualité des eaux pluviales par le piégeage de certaines formes de pollution pluviale. En effet, les études réalisées en France (BALADES et al., 1992b; LEGRET et al., 1992; BALADES et al., 1994; BALADES et al., 1995a; LEGRET et al., 1995), en Angleterre (PRATT et al., 1989; PRATT et al., 1990; PRATT et al., 1995) et en Suède (HOGLAND et al., 1990) ont montré que les structures réservoirs ont un important effet d'abattement de la pollution pluviale et principalement des MES. CHEBBO (1992) et BACHOC (1993) notent que les matières en suspension (MES) et notamment les fractions fines (inférieure à 125 µm) sont les vecteurs dominants de la pollution des eaux pluviales. Cet abattement varie selon la nature du site (zone commerciale, zone résidentielle, etc.) et selon l'importance de l'événement pluvieux et la durée de la période de temps sec antécédente.

Une grande partie de la pollution pluviale est retenue en surface pour les structures réservoirs à revêtement drainant. BALADES et al. (1995a) estiment que le revêtement drainant des structures réservoirs peut permettre le stockage de 50 à 60 % de la pollution mobilisable. En effet, en arrêtant les matières en suspension, les enrobés drainants se colmatent dans le temps. Ils constituent une sorte de "filtre" (côté positif du colmatage), capable de piéger une quantité importante de polluants. Il faut noter qu'il ne s'agit que de stockage de pollution, ce qui nécessite sa récupération ultérieure par décolmatage, exercice difficile actuellement.

Ces différentes études n'ont pas constaté de pollution du sol support en cas d'infiltration des eaux pluviales sur place (cf. figure 1.4). La pollution pluviale est retenue dans la structure réservoir soit en surface (enrobés drainants) ou par les couches d'interface ou de "filtre" (géotextiles, sable, etc.). Cependant, il faut prendre les précautions nécessaires pour éviter la migration des polluants vers la nappe ou le sol support et pour éviter le relargage des métaux lourds potentiellement remobilisables (COLANDINI et al., 1995) ou toute sorte de pollution piégée dans les MES en cas de pollution accidentelle ou suite à des variations physico-chimiques du milieu. HOGLAND et al. (1990) note qu'il y a des risques de migration des chlorures issus des sels de déverglaçage dans le sol support ou vers la nappe.



#### 1.4.2.4. Les structures réservoirs et le phénomène du gel

Le comportement thermique des enrobés drainants est différent de celui des revêtements classiques étanches. En effet, le verglas et le givre apparaissent plus tôt sur les enrobés drainants que sur les enrobés classiques (COMBELLES et al., 1990; PIPIEN et al., 1992). La porosité des enrobés drainants ne permet pas de maintenir en surface les produits de dégivrage ou déverglaçage (fondants chimiques, etc.) épandus de façon préventive ou curative sur les revêtements, ce qui réduit l'efficacité de cette opération (AZZOUT et al., 1994). Le verglas subsiste sur les granulats et la neige peut colmater les vides des revêtements drainants. Cependant, des études menées en Suède (STENMARK et al., 1990, STENMARK et al., 1995) ont montré que la capacité d'infiltration des enrobés drainants reste suffisante à basse température et même pour la période de fonte des neiges.

Le gel en profondeur est très peu fréquent, le gel atteindra difficilement le niveau de l'eau stockée dans la structure réservoir. De plus, même en cas de gel profond et compte tenu de la taille importante des vides des matériaux constituant la structure réservoir, l'eau en gelant peut augmenter de volume sans l'endommager (RAIMBAULT et al., 1982).

#### ***1.4.2.5. Autres aspects du comportement des structures réservoirs à revêtement drainant***

Les revêtements drainants présentent des comportements caractéristiques dans les domaines suivants: colmatage superficiel, viabilité hivernale et l'effet positif sur l'adhérence, sur l'acoustique (réduction du bruit) et sur les projections d'eau.

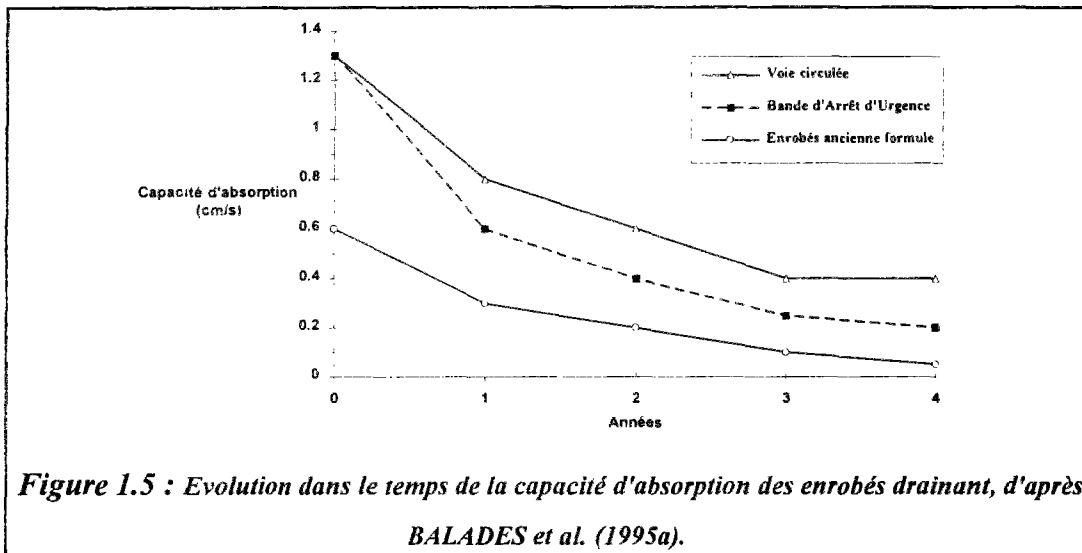
##### ***1.4.2.5.1. Le colmatage superficiel***

Le colmatage superficiel est l'un des problèmes qui freinent l'utilisation des structures réservoirs à revêtements drainants en assainissement pluvial. Le phénomène de colmatage est complexe ainsi que son évolution dans le temps qui est encore mal maîtrisée. Il dépend de l'environnement, de la nature et de l'agglomération des dépôts de matières polluées (sable, argile, hydrocarbures, matières organiques, métaux lourds, etc.). Les dépôts colmatant la surface des structures réservoirs proviennent essentiellement des eaux pluviales qui ont ruisselé sur des surfaces imperméables (RAIMBAULT et al., 1987b). Ce phénomène de colmatage peut être aussi le résultat d'apports de terre ou de fines des surfaces voisines (MINAGAWA, 1990) ou de la présence d'un chantier à proximité. Les enrobés drainants des voies "très circulées" se colmatent moins vite que ceux des voies "peu ou lentement circulées" (GRANGE et al., 1995). Seul un colmatage très important des enrobés drainants (de porosité de l'ordre de 20 % et d'une grande perméabilité) est capable de rendre ce revêtement drainant étanche (RAIMBAULT et al., 1987b).

Il semble que le processus de colmatage commence par un piégeage de sable à la surface du revêtement drainant. Dans un deuxième temps, les pores situés entre les grains de sable sont colmatés par des éléments plus fins qui ne peuvent plus migrer vers l'intérieur de la structure réservoir. Ces éléments fins peuvent être d'origine argileuse ou issue de l'usure des pneumatiques des véhicules. L'évolution du colmatage dans le temps (cf. figure 1.5) se manifeste donc par un accroissement de la quantité de matériaux retenus en surface et non par l'avancement (ou propagation) du front de colmatage vers l'intérieur de la structure réservoir. Des études de densité par rayonnement gamma et l'auscultation à l'aide d'un scanner ont permis de situer la zone colmatée aux deux premiers centimètres des enrobés drainants ou dans les jonctions entre les pavés de béton (PICHON, 1993).



Le colmatage peut être diminué en prenant des précautions lors de l'aménagement, en limitant les apports de fines vers les structures réservoirs, en injectant les eaux pluviales ruisselées sur des zones imperméables, par un système de drains avec éventuellement des dispositifs de récupération (décantation) des MES et des polluants associés et en réalisant un entretien préventif ou précuratif plus efficace et moins coûteux qu'un entretien curatif. En effet, le décolmatage d'enrobés drainants très sévèrement colmatés ne permet pas de les régénérer facilement. BALADES et al. (1995a) notent que le procédé de décolmatage le plus efficace est "la Haute pression et l'aspiration simultanée". L'eau et les matériaux de colmatage issus de l'entretien doivent être recyclés ou traités.



#### 1.4.2.5.2. Propriétés acoustiques des revêtements drainants

L'utilisation des revêtements drainants (enrobés ou bétons drainants) permet la diminution des nuisances sonores, dus au contact pneumatique-revêtement de surface, ce qui évite des mesures de protection contre le bruit, généralement coûteuses (écrans acoustiques de plus en plus hauts, isolation acoustique des habitations). Ce gain sonore est valable surtout pour les structures poreuses circulées à grande vitesse ( $> 50$  km/h), (PIPIEN et al., 1990). Cette réduction du bruit dépend essentiellement de la porosité utile, de la tortuosité des vides et de l'épaisseur des revêtements drainants (BERENGIER, 1989). Selon PIPIEN et al. (1992) pour que la baisse du niveau sonore soit significative, la porosité doit être supérieure à 20 % et l'épaisseur optimale du point de vue acoustique, se situe entre 10 et 20 cm (l'absorption du bruit croît avec l'épaisseur mais de manière asymptotique). Les interfaces entre les couches sont un facteur limitant dans l'atténuation acoustique. Les revêtements drainants permettent un gain acoustique d'environ 3 à 4 dB (A) par rapport à un revêtement classique imperméable. La réduction du bruit peut être obtenue soit par élimination du bruit à la source ou par absorption des bruits finalement émis.

#### *1.4.2.5.3. Adhérence et confort des usagers des revêtements drainants*

L'adhérence longitudinale ou transversale, résultant du phénomène de frottement du pneumatique sur la surface des revêtements routiers, dépend essentiellement de l'épaisseur de la lame d'eau, de la texture du revêtement (macro-rugosité et micro-rugosité) de la nature du pneumatique et de la vitesse de circulation des véhicules (LUCAS, 1992). Pour les enrobés drainants, l'adhérence par temps de pluie et à grande vitesse est nettement améliorée avec la disparition du phénomène d'hydroplanage ou d'aquaplanage, ce qui améliore la sécurité routière par rapport aux enrobés classiques étanches. En effet, la perméabilité et la porosité élevées de la couche d'enrobés drainants assurent l'évacuation rapide de l'eau de pluie, ce qui permet un contact correct entre le pneumatique et la surface de la chaussée qui reste pratiquement sèche. Par temps de pluie et pour des vitesses supérieures à 60 km/h, le coefficient de frottement longitudinal (C.F.L.) est nettement supérieur à celui d'un enrobé classique (PIPIEN et al., 1992).

En outre, les projections et les stagnations d'eau par temps de pluie sont spectaculairement supprimées. Ainsi, les enrobés drainants permettent d'améliorer la visibilité et le confort des usagers.

#### *1.4.2.6. Remarque*

La conception, la réalisation et l'entretien des structures réservoirs ne sont pas abordés dans cette thèse. Cependant ces aspects ont été discutés par plusieurs auteurs (DEUTSCH et al., 1978; RAIMBAULT et al., 1985; RAIMBAULT, 1990; RAIMBAULT, 1992; BALADES et al., 1992a; GABARD et VERHEE, 1992; HERMANN et GOACOLOU, 1992; AZZOUT et al., 1994). Les aspects réglementaires et juridiques des solutions compensatoires ont été traités par BALADES et al. (1992c) et par DOUARD et al. (1992).

Le coût des techniques alternatives a été discuté par plusieurs auteurs (BALADES et al., 1989; TABUCHI, 1992; VALIRON et TABUCHI, 1992; AZZOUT et al., 1994;...).

### **1.4.3. Fonctionnement hydraulique des structures réservoirs**

Avant d'étudier d'une manière fine les mécanismes hydrauliques mis en jeu dans les structures réservoirs, il est intéressant de rappeler les méthodes existantes permettant de dimensionner et d'approcher le comportement de ces ouvrages de stockage d'eaux pluviales. Du point de vue hydraulique, les structures réservoirs sont généralement assimilées à un bassin de retenue et les méthodologies de dimensionnement hydraulique se limitent souvent aux méthodes dites "simplifiées" ou "statistiques" (méthode des pluies et méthode des volumes). Ces méthodes sont simplifiées dans la mesure où elles permettent uniquement de

faire un dimensionnement (hauteurs maximales), pour une pluie de projet donnée et pour un débit d'évacuation (débit de fuite régulé à l'aval ou infiltré) supposé constant (Instruction Technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations, 1977). Ces méthodes simplifiées, souvent utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de stockage isolés et de faible importance, sont basées sur l'indépendance des événements pluviométriques et ne permettent pas le suivi dans le temps du fonctionnement hydraulique des structures réservoirs.

Deux méthodes simples de simulation du fonctionnement hydraulique des structures réservoirs sont présentées ci-dessous. La première méthode est basée sur la notion de réservoir et la deuxième est basée sur les écoulements dans les matériaux poreux. Outre le dimensionnement hydraulique des structures réservoirs, les méthodes de simulation permettent de suivre leur fonctionnement hydraulique dans le temps. Le dimensionnement hydraulique permet de déterminer l'épaisseur de la structure réservoir nécessaire pour qu'elle puisse écrêter le débit de pointe d'un événement pluvieux dont on veut se protéger et dont l'importance dépend de la période de retour adoptée. Cette épaisseur, nécessaire au bon fonctionnement hydraulique et dépendant des propriétés hydrodynamiques des matériaux poreux utilisés, du débit de fuite, de la pente et de la période de retour, doit être comparée à celle nécessaire pour le bon fonctionnement mécanique de la structure.

Le choix d'une méthode d'étude hydraulique dépend des données hydrauliques disponibles, du mode de vidange de la structure réservoir (débit de fuite régulé ou non) et du type de problème à traiter (simple évaluation de la capacité de stockage ou simulation du fonctionnement hydraulique des structures réservoirs munies éventuellement de plusieurs équipements tels que drains d'injection et/ou de drainage, orifices de régulation, cloisons, etc.).

Les méthodes de simulation permettent de tenir compte de la continuité et de l'évolution temporelle des événements pluvieux, elles permettent également de simuler ce qui risque de se passer (inondations ou non) pour des scénarios ou des événements pluvieux exceptionnels (de période de retour très élevée), ce qui permet de prévenir ou de gérer une éventuelle situation de "crise".

#### ***1.4.3.1. Méthode de simulation utilisant la notion de réservoir***

La méthode de simulation de type réservoir est basée sur une approche globale conceptuelle simple. En effet, les structures réservoirs sont simulées d'une manière macroscopique (entrée/sortie). En adoptant les hypothèses de l'hydrostatique, ce type de modèle ne permet pas la prise en compte des écoulements qui se produisent au sein de l'ouvrage de stockage et des équipements associés (drains, cloisons, etc.).

Ces modèles reposent sur les lois de conservation de la masse. Ils nécessitent également la connaissance des équations de stockage et de vidange.

### ☞ Loi de conservation de la masse (équation de continuité)

L'équation de continuité (1.1), exprimant la variation du volume d'eau stockée, est évaluée par la différence entre les débits entrants et les débits sortants de la structure réservoir.

$$\frac{dV_{st}(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (1.1)$$

où  $V_{st}(t)$  est le volume d'eau stocké au temps  $t$ ,  $Q_e(t)$  est le débit à l'entrée de l'ouvrage de stockage à l'instant  $t$  et  $Q_s(t)$  est le débit de vidange au temps  $t$ .

Le débit entrant dans la structure réservoir  $Q_e(t)$  peut être la somme du débit généré par la pluie tombée sur la structure réservoir elle-même et éventuellement d'un débit  $Q_r(t)$  provenant du ruissellement sur des surfaces imperméables drainées par la structure réservoir et calculé par des modèles hydrologiques de transformation pluie-débit (DESBORDES, 1987; KAUARK-LEITE et al., 1992), ce qui donne :

$$Q_e(t) = S_{s,R} \cdot i(t) + Q_r(t) \quad (1.2)$$

avec,

$S_{s,R}$  : superficie de la structure réservoir,

$i(t)$  : hyétogramme de la pluie tombant sur la structure réservoir et contre laquelle on veut se protéger. Ce hyétogramme peut être réel ou artificiel (par exemple pluies de projet conçues pour des bassins versants munis de réseaux ou d'ouvrages de stockage, telles que la pluie de projet "double triangle", symétrique ou non (DESBORDES, 1974; DESBORDES, 1987; CHOCAT et al., 1981).

### ☞ Equation de stockage

Cette équation décrit l'évolution du volume d'eau stockée  $V_{st}(t)$  dans la structure réservoir en fonction de l'évolution de la hauteur d'eau dans le temps  $h(t)$ .

$$V_{st}(t) = f_1(h(t)) \quad (1.3)$$

Cette équation dépend essentiellement de la géométrie de la structure, de la pente et des propriétés hydrodynamiques des matériaux poreux (porosité, etc.).

### ☞ Equation de vidange

Elle décrit l'évolution du débit de vidange à la sortie de la structure réservoir  $Q_s(t)$  en fonction de la hauteur d'eau  $h(t)$  au voisinage de la sortie de l'ouvrage :

$$Q_s(t) = f_2(h(t)) \quad (1.4)$$

En cas de vidange par infiltration dans le sol support, le débit de vidange  $Q_s(t)$  dépend de la surface d'infiltration et de la capacité d'absorption du sol [fonction de l'évolution de l'humidité ou de la teneur d'eau dans le sol  $\theta(t)$  et fonction du niveau d'eau dans la structure  $h(t)$ ].

Dans le cas d'une structure réservoir régulée à l'aval par un orifice, le débit de vidange peut être évalué par la formule suivante :

$$Q_s(t) = C_d \cdot S_{or} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h(t)} \quad (1.5)$$

avec ,

$C_d$  : coefficient de débit dépendant de la surface de l'orifice, des caractéristiques des granulats utilisés et du type de régime, noyé ou dénoyé (PINEAU, 1988),

$S_{or}$  : surface de l'orifice,

$\Delta h(t)$  : charge hydraulique agissante (charge hydraulique par rapport au fond de l'orifice dénoyé, ou la différence entre les niveaux d'eau amont et aval dans le cas d'un orifice noyé).

Le débit de sortie à l'aval des structures réservoirs  $Q_s(t)$  peut être aussi régulé par des déversoirs (triangulaires ou rectangulaires, etc.).

La substitution des équations de stockage (1.3) et de vidange (1.4) dans l'équation de continuité (1.1) permet de déterminer l'évolution de la hauteur d'eau stockée dans le temps:

$$\frac{df_1(h(t))}{dt} = Q_e(t) - f_2(h(t)) \quad (1.6)$$

La résolution numérique de cette équation (1.6) permet de déterminer l'évolution de la hauteur d'eau dans la structure réservoir en fonction du temps  $h(t)$ , et par conséquent le débit de vidange  $Q_s(t)$ . Le volume à stocker sera déterminé par différence entre le volume d'eau entrant et le volume sortant (cf. figure 1.6).

Le défaut majeur des modèles de type réservoir est qu'ils négligent les écoulements dans les matériaux poreux, constituant les structures réservoirs, et à travers les équipements de drainage, de diffusion ou de régulation. Souvent, l'équation de stockage se réduit aux cas où la hauteur d'eau est horizontale ou parallèle au fond de la structure réservoir. Ces modèles ne s'appliquent que pour les structures réservoirs dont le débit de vidange est connu et contrôlé.

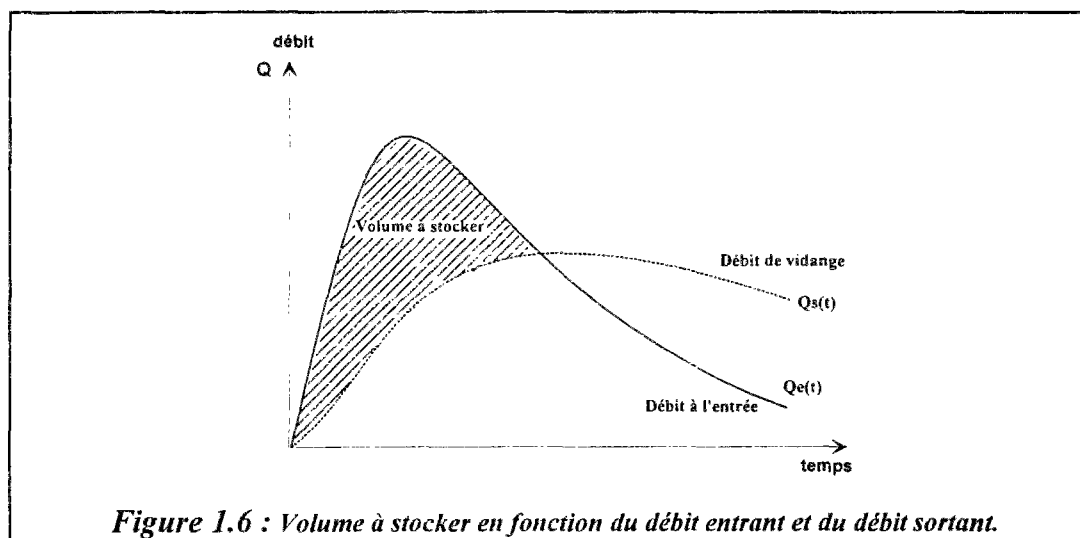


Figure 1.6 : Volume à stocker en fonction du débit entrant et du débit sortant.

#### 1.4.3.2. Simulation des écoulements dans les matériaux poreux des structures réservoirs

La méthode de simulation des écoulements dans les matériaux poreux peut être appliquée aux structures réservoirs avec un débit de vidange régulé ou non, constant ou variable. Cette méthode permet d'analyser plus finement l'écoulement et l'évolution des volumes de stockage et des hauteurs d'eau dans la structure réservoir modélisée. Ces modèles issus de l'hydrodynamique sont fondés physiquement et s'adaptent mieux à la topographie et aux contraintes du milieu étudié. Parmi ces modèles, nous décrivons sommairement un modèle monodimensionnel simple (le modèle PORE du LCPC) capable de simuler les écoulements dans les matériaux granulaires constituant la couche de base des structures réservoirs (RAIMBAULT, 1987; RAIMBAULT et GAUTHIER, 1987; RAIMBAULT, 1989; AZZOUT et al., 1994). Les écoulements en milieux poreux seront étudiés plus en détail aux chapitres 2, 4 et 5. Les écoulements dans les ouvrages de diffusion d'eau dans les structures réservoirs seront analysés aux chapitres 3 et 5.

Les hypothèses adaptées dans le modèle PORE sont :

- ☑ L'eau de pluie tombant sur la structure poreuse s'infiltre immédiatement pour rejoindre la nappe d'eau, l'écoulement est alors limité à la zone saturée. Cette hypothèse peut être justifiée par le fait que la perméabilité des revêtements drainants est généralement très importante (de l'ordre de 1 cm/s, soit 36000 mm/h) par rapport aux intensités maximales des pluies,
- ☑ les vitesses d'écoulement sont supposées parallèles au fond et parallèles entre elles sur une même verticale (hypothèse de DUPUIT, assez bien satisfaite pour des points éloignés des exutoires ou des équipements (drains, orifices, cloisons, injections d'eau localisées, etc.) provoquant des "perturbations" ou des déformations de la nappe d'eau qui dans ce cas n'est plus horizontale. Cette hypothèse peut être retenue en raison de la faiblesse des hauteurs d'eau dans la structure poreuse par rapport aux dimensions en plan de celle-ci,

☑ la pente du fond de la structure réservoir est supposée constante.

Le principe de la méthode de simulation des écoulements dans les matériaux poreux repose sur deux lois physiques (cf. chapitre 2) :

☞ **Loi de conservation de la masse d'eau (équation de continuité):**

$$n \cdot \frac{\partial h}{\partial t} + \text{div}(\vec{q}) = q_i(t) \quad (1.7)$$

avec,

- $n$  : porosité utile du matériau [ ],
- $h$  : hauteur d'eau dans la structure poreuse [L],
- $\vec{q}$  : vecteur flux (ou débit par unité de largeur [ $L^2.T^{-1}$ ],
- $t$  : temps [T],
- $q_i(t)$  : terme de source ou puits [ $L.T^{-1}$ ].

☞ **Loi de conservation d'énergie ou de potentiel (équation dynamique):**

L'équation dynamique repose sur la loi de DARCY qui régit les écoulements en milieu poreux (cf. chapitre 2) et qui exprime la proportionnalité entre le flux et le gradient (variation dans l'espace) du potentiel hydraulique. En tenant compte de l'hypothèse de DUPUIT, l'équation dynamique s'écrit :

$$\vec{q} = -K.h.\overrightarrow{\text{grad}}(H) \quad (1.8)$$

avec,

- $K$  : conductivité hydraulique du matériaux poreux [ $L.T^{-1}$ ],
- $H$  : charge ou potentiel hydraulique ( $H = h+z$  ; ou  $z$  est la cote du fond) [L].

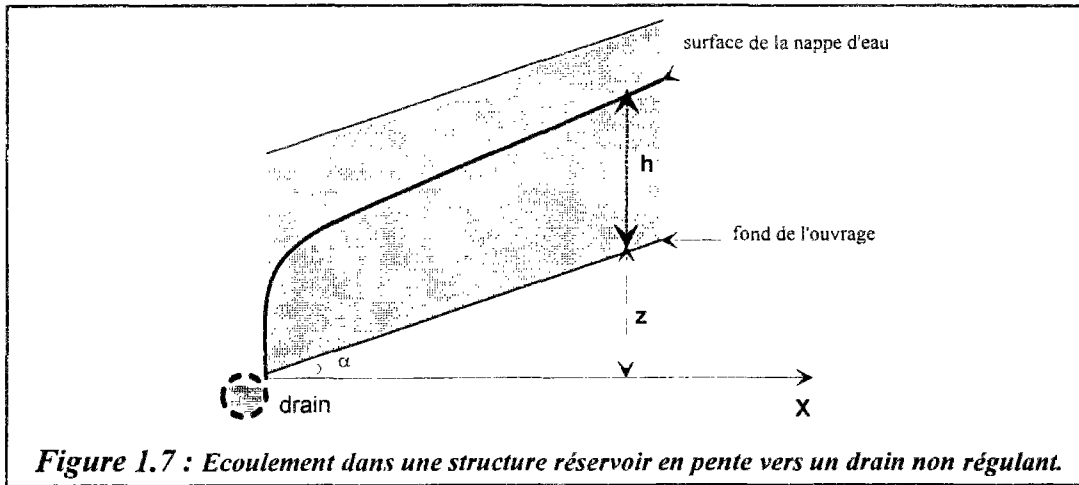
La combinaison de l'équation de continuité (1.7) et de l'équation dynamique (1.8) donne l'équation d'écoulement :

$$n \cdot \frac{\partial h}{\partial t} - \text{div}[h.K.\overrightarrow{\text{grad}}(h+z)] = q_i(t) \quad (1.9)$$

Dans le cas d'une structure réservoir en pente ( $I = tg\alpha = \frac{dz}{dx}$ ), (cf. figure 1.7), et pour un écoulement monodimensionnel (suivant  $x$ ), l'équation d'écoulement devient:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{K}{2.n} \frac{\partial^2}{\partial x^2} (h^2) + \frac{K.I}{n} \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{q_i(t)}{n} \quad (1.10)$$

Cette équation d'écoulement est connue sous le nom d'équation de BOUSSINESQ basée sur l'hypothèse de DUPUIT et sur la loi de DARCY (JACKSON et al., 1974; RAIMBAULT et GAUTHIER, 1987; DAKHLAOUI, 1993).



L'équation d'écoulement (1.10) est discrétisée dans le modèle PORE par la méthode des différences finies selon un schéma explicite permettant de calculer l'évolution des hauteurs d'eau dans le temps.

$$h_{i,t+\Delta t} = h_{i,t} + \frac{K \cdot \Delta t}{2n(\Delta x)^2} \cdot \left[ (h_{i+1,t})^2 - 2(h_{i,t})^2 + (h_{i-1,t})^2 \right] + \frac{K \cdot I \cdot \Delta t}{2n \cdot \Delta x} \cdot (h_{i+1,t} - h_{i-1,t}) + q_i \cdot \frac{\Delta t}{n} \quad (1.11)$$

La stabilité de ce schéma numérique dépend essentiellement du rapport  $\frac{\Delta t}{(\Delta x)^2}$  (JACKSON et al., 1974; RAIMBAULT, 1989).

Bien que le modèle PORE soit monodimensionnel, il permet d'étudier un certain nombre de cas pratiques justifiant les hypothèses de ce modèle. Il peut être utilisé dans les cas suivants (RAIMBAULT, 1989) :

- surface poreuse rectangulaire, plane avec dans la couche de stockage un drain sur un côté et ligne de plus grande pente perpendiculaire au drain,
- surface poreuse, de très grande longueur, limitée par deux droites parallèles avec le drain sur l'un des bords.

Cependant le modèle PORE, en l'état actuel, ne tient pas compte des apports ponctuels d'eau (injection localisée d'eau), ne permet pas de simuler le cas de vidange par infiltration dans le sol support et ne peut pas non plus simuler des structures réservoirs dont le fond change de pente. Le modèle PORE ne permet pas le couplage des écoulements dans les structures réservoirs et dans les drains de diffusion et/ou de drainage d'eau. D'où la nécessité de développer un modèle à deux dimensions capable de combler ce manque et de se rapprocher de la géométrie réelle des structures réservoirs (cf. chapitre 2, 4 et 5).



## **1.5. CONCLUSION ET POSITION DU PROBLEME**

Face à l'insuffisance des systèmes classiques d'assainissement pluvial (réseaux d'assainissement) dans la gestion des inondations en milieux urbains et de la pollution des milieux récepteurs, ont émergé plusieurs techniques alternatives offrant plus de choix et de souplesse pour la maîtrise des eaux pluviales et de leurs pollutions. En effet, une panoplie de solutions compensatoires relativement large s'offre aux aménageurs, gestionnaires et décideurs en matière d'assainissement pluvial pour la maîtrise des eaux pluviales en milieu urbain. Ces techniques alternatives aux réseaux d'assainissement, s'intégrant bien dans l'urbanisation, seront d'autant plus intéressantes qu'elles sont diffuses et qu'elles réduisent le ruissellement le plus près possible des points de chute de la pluie.

Ces solutions compensatoires sont techniquement viables et économiquement intéressantes dans plusieurs cas. Elles n'apportent pas la solution miracle pour tous les problèmes liés à l'assainissement pluvial en milieu urbain, mais elles permettent de mieux les gérer, surtout lorsqu'elles sont prises en compte en amont des projets d'aménagements urbains et d'assainissement pluvial pour tenir compte de contraintes du milieu et des modes d'usages. Parmi ces techniques alternatives, les structures réservoirs situées sous le domaine public, occupent une place importante en assainissement pluvial par leur bonne intégration dans l'urbanisation et par leur rôle hydraulique très important dans l'écêtement des débits de pointe des eaux pluviales et dans certains cas par l'effet d'abattement important de la pollution pluviale. Les structures réservoirs munies de revêtements drainants en surface peuvent éventuellement offrir certains avantages supplémentaires tels que la réduction des nuisances sonores dues au trafic routier, l'amélioration de l'adhérence par temps de pluie et la suppression des projections d'eau, ce qui contribue à l'amélioration de la sécurité et du confort des usagers. Néanmoins, certains aspects tels que le gel et le colmatage freinent encore le développement de ces structures. Des efforts de recherche et de développement de solutions innovantes sont encore nécessaires pour la maîtrise des eaux pluviales et de leurs pollutions, en milieu urbain, pour reconquérir, en partie le cycle naturel de l'eau. En effet les outils et les méthodes disponibles pour le dimensionnement ou l'étude hydraulique des techniques alternatives et en particulier des structures réservoirs, sont assez simplificatrices de la réalité et souvent ne tiennent pas compte des écoulements dans l'ouvrage et les équipements associés.

Pour optimiser et mieux comprendre le fonctionnement hydraulique des structures réservoirs, une étude hydraulique détaillée et plus fondée théoriquement s'impose, pour mieux cerner les mécanismes hydrauliques mis en jeu et pour avoir des outils de simulation et d'aide à la conception hydraulique de ces ouvrages et des équipements associés de diffusion, de drainage et de régulation et notamment l'étude du couplage des écoulements dans le drain et dans les matériaux poreux.

## **Chapitre 2**

**Les mécanismes hydrauliques mis en  
jeu dans les structures réservoirs**



## **Chapitre 2**

### **Les mécanismes hydrauliques mis en jeu dans les structures réservoirs**

#### **2.1. INTRODUCTION**

Les structures réservoirs, constituées de matériaux poreux utilisés dans la réalisation des ouvrages tels que parkings, chaussées, terrains de sport, cours d'écoles, remblais, etc., apparaissent comme une solution intéressante pour la gestion des eaux pluviales urbaines, par la réduction des ruissellements et le stockage temporaire des eaux de pluie.

Différents flux peuvent intervenir dans le fonctionnement hydraulique des structures réservoirs et de leurs équipements associés de diffusion, de drainage et de régulation (cf. figure 2.1). Les mécanismes hydrauliques mis en jeu dans les structures réservoirs sont nombreux, tels que:

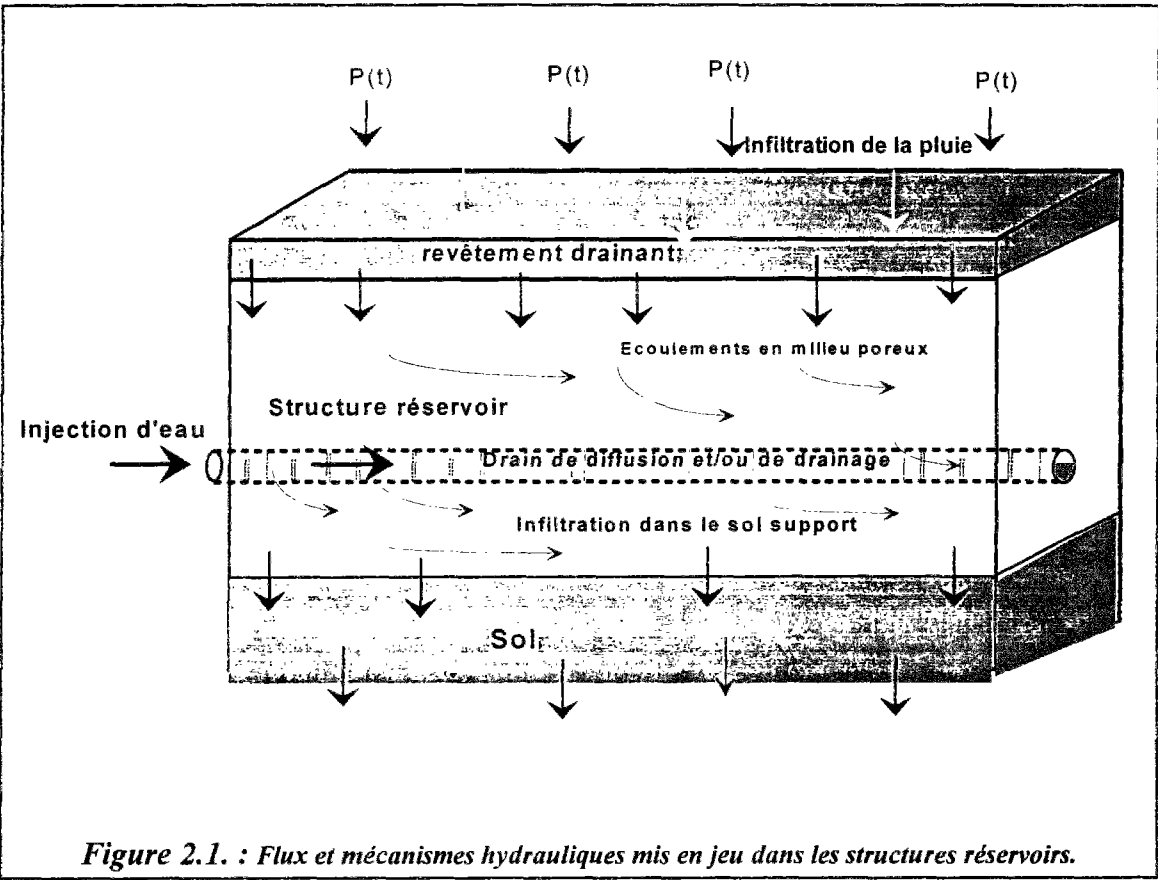
- l'infiltration des eaux pluviales à travers des revêtements drainants,
- la diffusion et la répartition des eaux pluviales dans les structures réservoirs par des dispositifs spécifiques (drains, caniveaux à orifices latéraux, etc.),
- les écoulements et le transfert d'eau à travers les matériaux poreux constituant ces ouvrages,
- la vidange des structures réservoirs par infiltration des eaux pluviales dans le sol support,
- le drainage des structures poreuses par des dispositifs spécifiques (drains, etc.),
- le fonctionnement hydraulique des ouvrages de régulation de débit et/ou du niveau d'eau (déversoirs, orifices, etc.).

Ces différents flux et mécanismes hydrauliques, mis en jeu dans les structures réservoirs, peuvent se résumer en deux grandes familles d'écoulements :

- ↳ les écoulements en milieux poreux (infiltration de la pluie, écoulement dans le réservoir poreux, infiltration dans le sol), régis par la loi de DARCY,
- ↳ les écoulements dans les ouvrages de diffusion, de drainage et de régulation.

L'étude des fondements théoriques de ces différents écoulements et mécanismes hydrauliques mis en jeu dans les structures réservoirs, ainsi que le couplage de ces écoulements pour tenir compte des échanges de flux d'eau entre les matériaux poreux et les

dispositifs de diffusion et/ou de drainage, est nécessaire pour mieux comprendre et maîtriser le fonctionnement hydraulique des structures réservoirs.



## 2.2. INFILTRATION ET ECOULEMENTS DANS LES STRUCTURES RESERVOIRS

La description usuelle des écoulements en milieux poreux saturés ou non saturés repose essentiellement sur deux principes fondamentaux de la physique: le principe de conservation de la masse, décrit par l'équation de continuité, et le principe de conservation d'énergie ou des quantités de mouvement, illustré par l'équation dynamique (loi de DARCY).

### 2.2.1. Ecoulements en milieux poreux saturés

Cette catégorie d'écoulement peut se rencontrer dans les nappes d'eau formées dans les structures réservoirs ou dans la zone saturée du sol support.

#### 2.2.1.1. Hypothèses généralement retenues

Généralement, il est possible de retenir les hypothèses suivantes :

- Le milieu poreux est supposé rigide, indéformable et incompressible,
- l'écoulement s'effectue dans des conditions isothermes,
- l'écoulement est supposé monophasique, seule la phase liquide de l'eau est prise en compte et non la phase gazeuse,
- l'eau est supposée incompressible et de caractéristiques physiques constantes (la masse volumique de l'eau est supposée constante,  $\rho_w = c^e$ ),
- la compression de la phase gazeuse est supposée négligeable (l'air est supposé à la pression atmosphérique, cette dernière est prise comme référence:  $P_{atm} = 0$ ),
- l'écoulement est supposé Darcien (suit la loi de DARCY, établie pour les écoulements laminaires),
- il n'y a pas d'échange de matière entre le fluide et les grains solides du milieu,
- dans ce cas, l'écoulement est limité à la zone saturée, l'écoulement dans la zone non saturée est négligé. Cette hypothèse peut être suffisante pour modéliser les écoulements dans les matériaux poreux des structures réservoirs. En effet, compte tenu de la perméabilité très importante des matériaux poreux constituant les structures poreuses, l'eau de pluie infiltrée ou qui y injectée est supposée incorporée immédiatement au stock ou à la nappe d'eau dans le réservoir poreux.

**En milieux poreux saturés**, la teneur en eau est supposée constante. Elle est égale à la teneur en eau à saturation ou encore à la porosité utile du milieu ( $\theta = \theta_s = n = \text{constante}$ ). La perméabilité est supposée égale à la perméabilité à saturation ( $\mathbf{K} = \mathbf{K}_s$ ), avec,

$\rho_w$  : masse volumique de l'eau,  $[M.L^{-3}]$ , ( $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$  ou  $1 \text{ g/cm}^3$ ),

$n$  : porosité utile du milieu,  $[L^3/L^3]$ ,

- $K_s$  : conductivité hydraulique à saturation,  $[L.T^{-1}]$ ,  
 $\theta$  : teneur en eau volumique du milieu ( $\theta = n.S_w$ ),  $[L^3/L^3]$ ,  
 $\theta_s$  : teneur en eau volumique à saturation,  $[L^3/L^3]$ ,  
 $S_w$  : indice de saturation en eau du milieu poreux ( $0 \leq S_w \leq 1$ ), cet indice varie de zéro pour un milieu sec à 100 % pour un milieu complètement saturé.

La conductivité hydraulique  $K$ , appelée encore "perméabilité" par les hydrogéologues, dépend de la perméabilité intrinsèque  $k$ ,  $[L^2]$  ; du milieu poreux (de MARSILY, 1981) :  $K = \frac{k \rho_w g}{\mu}$

avec,  $\mu$  : viscosité dynamique du fluide (eau).

### 2.2.1.2. Equation de continuité

Le principe de conservation de la masse d'eau dans un volume élémentaire de milieu poreux indéformable permet d'écrire en régime transitoire, l'équation de continuité (NEUMAN, 1973a; de MARSILY, 1981):

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho_w \theta_s) + \text{div}(\rho_w \vec{V}) = \rho_w q_i \quad (2.1)$$

Pour un milieu poreux saturé et pour un fluide incompressible, l'équation de continuité devient:

$$\text{div}(\vec{V}) = q_i \quad (2.2)$$

avec,

- $\vec{V}$  : vitesse de filtration du fluide (densité surfacique du flux d'eau), ou vitesse de DARCY (vitesse fictive)  $[L.T^{-1}]$ ,  
 $q_i$  : terme source volumique ou débit par unité de volume de fluide apporté (ou prélevé s'il est négatif) dans le milieu poreux,  $[T^{-1}]$ ,  
 $t$  : temps,  $[T]$ .

### 2.2.1.3. Equation dynamique

Cette équation exprime le principe de conservation d'énergie dans le cas où la phase liquide (eau) est continue. L'écoulement de fluide, induit par les champs de pression et de gravité est régi par la loi de DARCY exprimant la proportionnalité entre le flux volumique et le gradient de charge hydraulique, cette loi néglige les termes d'inertie dans les équations complètes de NAVIER-STOKES.

$$\vec{V} = -\overline{K_s} \overrightarrow{\text{grad } H} \quad (2.3)$$

avec,

|                  |  |
|------------------|--|
| H                | : charge hydraulique ou potentiel hydraulique total ( $H = h + z$ ), [L],                                |
| z                | : cote du point considéré par rapport à un plan de référence, [L], l'axe z est orienté vers le haut,     |
| h                | : hauteur piézométrique ou pression exprimée en hauteur d'eau ( $h = \frac{p_w}{\rho_w \cdot g}$ ), [L], |
| $p_w$            | : pression d'eau, [M.L <sup>-2</sup> .T <sup>-2</sup> ],   |
| g                | : accélération de la pesanteur, [L.T <sup>-2</sup> ],  |
| $\overline{K_s}$ | : tenseur de conductivité hydraulique à saturation.  |

La loi de DARCY est analogue aux lois linéaires de comportement ou de transfert de la physique, telles que: la "loi de Fick" où le flux de matière transportée est proportionnel au gradient de concentration; la "loi de Fourier" dont le flux de conduction de chaleur est proportionnel au gradient de température; la "loi d'Ohm" qui établit que le flux d'électricité est proportionnel au gradient de potentiel électrique.

#### 2.2.1.4. Equation de l'écoulement

La substitution de l'équation dynamique (2.3) dans l'équation de continuité (2.2) permet de déterminer la forme générale de l'équation d'écoulement en milieux poreux saturés:

$$\text{div}(\overline{K_s} \overrightarrow{\text{grad}} H) + q_i = 0 \quad (2.4)$$

ou encore :

$$\sum_i \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \sum_j K_{ij}^s \frac{\partial H}{\partial x_j} \right) + q_i = 0 \quad (2.5)$$

avec,

$x_i, x_j$  : coordonnées spatiales,  
 $K_{ij}^s$  : perméabilités à saturation.

La résolution de cette équation d'écoulement nécessite la donnée de conditions initiales et des conditions aux limites usuelles (charge hydraulique ou flux imposés). Elle se simplifie pour un milieu homogène et isotrope ( $K_{ij}^s = K_s = C^{te}$ ) :

$$\Delta H = - \frac{q_i}{K_s} \quad (2.6)$$

Si de plus, il n'y a pas de source volumique, l'équation d'écoulement devient l'équation de **Laplace** :  $\Delta H = 0$  (où  $\Delta$  est le Laplacien).

#### Remarques :

1- L'introduction de la compressibilité du fluide, des grains solides et du milieu poreux conduit à une équation d'écoulement plus générale pour les milieux poreux saturés déformables, analogue à l'équation de la chaleur (HUMBERT, 1984) :



$$\operatorname{div}(\overline{K_s} \overrightarrow{\operatorname{grad} H}) = C_s \frac{\partial H}{\partial t} + q_i \quad (2.7)$$

avec,

$$C_s = \rho_w n g \left( \beta_f - \beta_s + \frac{\alpha}{n} \right) \quad : \text{coefficient d'emménagement spécifique;}$$

$\beta_f$  : compressibilité du fluide;

$\beta_s$  : compressibilité des grains solides;

$\alpha$  : compressibilité du milieu poreux;

2- Sur un plan strictement théorique, la loi de DARCY, établie à partir des expériences effectuées en régime permanent et pour un milieu poreux saturé [ $\vec{V} = -K_s \overrightarrow{\operatorname{grad} H}$ ] ne s'applique qu'aux écoulements permanents. Dans le cas des écoulements transitoires, la loi fondamentale de filtration doit avoir une forme qui tient compte des effets d'accélération (CARLIER, 1972) :

$$V + \alpha \frac{\partial V}{\partial t} = -K_s \operatorname{grad} H \quad (2.8)$$

Toutefois, il sera en général licite de négliger le terme d'accélération  $\frac{\partial V}{\partial t}$  dans les milieux poreux. Par conséquent, la loi de DARCY peut être considérée comme valable à chaque instant  $t$  tout en tenant compte bien entendu de ce que la vitesse de filtration  $V$  et la charge hydraulique  $H$  sont des fonctions non seulement des variables spatiales  $x, y, z$ , mais aussi du temps  $t$ .

3- L'équation (2.4), régissant les écoulements en milieux poreux saturés, n'est pas suffisante pour la détermination du champ de potentiel hydraulique  $H(x, y, z)$  à un instant  $t$  donné. En effet, la résolution exige la connaissance des conditions aux limites et en particulier la position de la surface libre de la nappe d'eau ou de la zone saturée à chaque instant  $t$ . Cette surface libre constitue une limite inconnue et variable du domaine de l'écoulement. L'équation du mouvement dans le temps de cette frontière mobile est alors nécessaire pour déterminer la charge hydraulique dans toute la zone saturée. Il s'agit bien d'une résolution itérative des écoulements.

### ***2.2.1.5. Approche "traditionnelle" des écoulements en milieux poreux saturés en présence de surface libre***

Il découle de cette approche que la surface libre est non seulement une surface isobarique particulière, où règne la pression atmosphérique, mais aussi la limite supérieure du domaine d'écoulement. Elle divise le milieu étudié en une zone de conductivité hydraulique égale à la perméabilité à saturation  $K_s$  et une zone de conductivité hydraulique nulle où par conséquent, il n'y a pas d'écoulement (cf. figure 2.2).

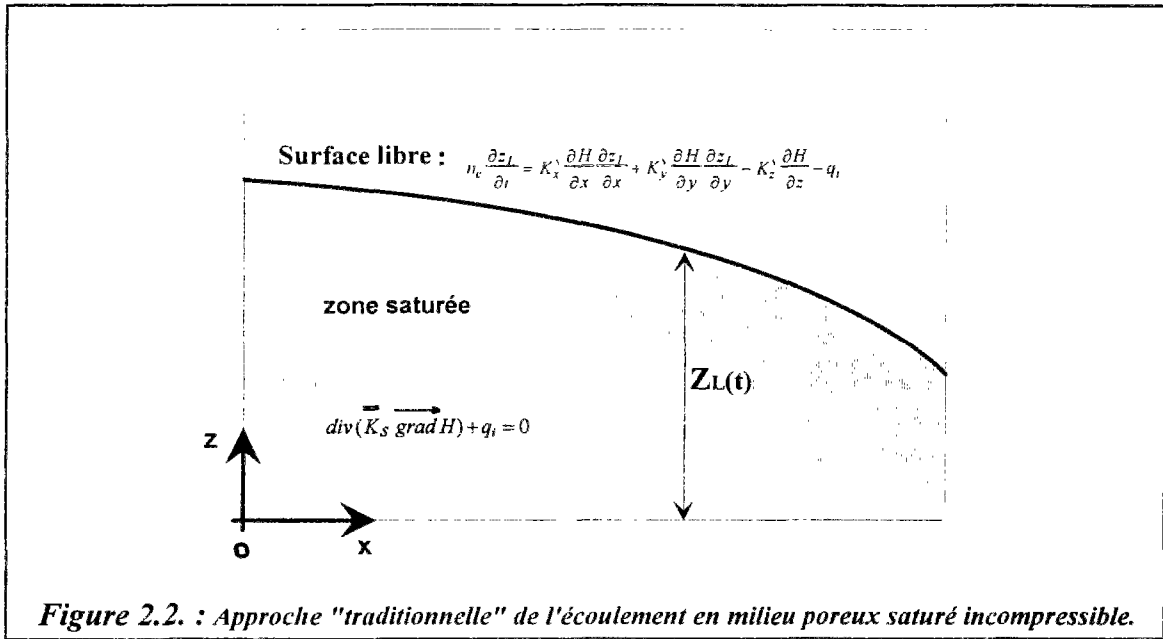


Figure 2.2. : Approche "traditionnelle" de l'écoulement en milieu poreux saturé incompressible.

L'équation du mouvement de la surface libre, soumise à des conditions de continuité, s'écrit (SCHNEEBELI, 1966; VAUCLIN, 1975):

$$K_x^s \frac{\partial H}{\partial x} \frac{\partial z_L}{\partial x} - K_z^s \frac{\partial H}{\partial z} = n_e \frac{\partial z_L}{\partial t} + q_i \quad (2.9)$$

En général, la résolution des écoulements transitoires en milieux poreux saturés limités par une surface libre, s'effectue par étapes successives pour calculer le champ du potentiel hydraulique  $H$  et les vitesses de mouvement de la surface libre. Pour un écoulement transitoire à trois dimensions ( $x, y, z$ ), en milieu poreux saturé, anisotrope de perméabilités principales,  $K_x^s, K_y^s, K_z^s$ , il faut résoudre le système d'équations aux dérivées partielles suivant :

$$div(\vec{K}_S \text{grad } H) + q_i = 0 \quad (2.10)$$

et

$$n_e \frac{\partial z_L}{\partial t} = K_x^s \frac{\partial H}{\partial x} \frac{\partial z_L}{\partial x} + K_y^s \frac{\partial H}{\partial y} \frac{\partial z_L}{\partial y} - K_z^s \frac{\partial H}{\partial z} - q_i \quad (2.11)$$

Il est relativement difficile de résoudre par cette approche les problèmes pratiques aussi bien du point de vue analytique que du point de vue numérique du fait que l'une des limites (la surface libre) est variable dans le temps et que la charge hydraulique  $H$  et la cote de la surface libre sont interdépendants. Cette approche n'a pas été retenue dans cette thèse pour l'étude des écoulements dans les matériaux poreux des structures réservoirs. Cependant, il est possible sous certaines hypothèses, de ramener la résolution du système d'équations précédent à celle d'une unique équation aux dérivées partielles.

### 2.2.1.6. Hypothèse de Dupuit-Forchheimer

Cette hypothèse a été retenue dans le modèle NAPP du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC qui sera utilisé par la suite pour l'étude des écoulements dans les structures réservoirs (cf. chapitres 4 et 5).

L'utilisation de l'hypothèse de DUPUIT-FORCHEIMER, pour l'étude des écoulements dans les matériaux poreux constituant la partie réservoir des structures poreuses, peut être justifiée dans la mesure où les charges hydrauliques ou l'épaisseur des nappes d'eau formées sont faibles par rapport aux dimensions en plan de ces structures. En effet, l'utilisation de cette équation par JACKSON et RAGAN (1974) et par RAIMBAULT (1989), pour l'étude des écoulements monodimensionnels dans les structures réservoirs munies de dispositifs de drainage, semble avoir donné satisfaction. Cette hypothèse est moins justifiée au voisinage des équipements de diffusion, de drainage et de régulation ou au voisinage de l'exutoire (rabattement ou perturbations de la surface libre de la nappe).

L'hypothèse de DUPUIT considère que, sur une verticale, la charge hydraulique est constante et égale par conséquent à la cote de la surface libre. Cela revient à considérer que l'écoulement est horizontal, donc à négliger la composante verticale des vitesses d'écoulement et la courbure de la surface libre. Cette situation se présente fréquemment en hydrogéologie et particulièrement pour les écoulements dans les nappes phréatiques peu profondes ayant un substratum imperméable et sensiblement horizontal. Cela revient à admettre que les vitesses de filtration ont une direction sensiblement horizontale et que la variation  $\frac{\partial H}{\partial z}$  est très faible.

Il en résulte que la condition :  $H(x, y, z, t) = z_L(x, y, t)$  qui, normalement, n'est valable que sur la surface libre, garde sa validité en tout point du domaine saturé (nappe). Par conséquent, la charge hydraulique  $H$  se trouve complètement déterminée, dans tout le domaine saturé, par la connaissance à tout instant  $t$  de la cote de la surface libre  $z_L$ . Les termes  $\frac{\partial H}{\partial x}$  et  $\frac{\partial H}{\partial y}$  sont respectivement remplacés par  $\frac{\partial z_L}{\partial x}$  et  $\frac{\partial z_L}{\partial y}$ .

Dans ces conditions et pour un milieu homogène et isotrope, l'équation du mouvement de la surface libre s'écrit:

$$n_e \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{K_s}{2} \left[ \frac{\partial^2 H^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H^2}{\partial y^2} \right] + q \quad (2.11)$$

avec,  $q = q_i H$  : terme source ou débit par unité de surface,  $[L.T^{-1}]$ .

Cette équation n'est plus seulement l'équation du mouvement de la surface libre, mais bien l'équation aux dérivées partielles décrivant la *totalité de l'écoulement* en régime transitoire dans la zone saturée limitée par la surface libre. Cette équation est connue sous le nom "d'équation de BOUSSINESQ" en régime **transitoire** et "d'équation de DUPUIT" en régime

**permanent** (CHANG, 1972; HEFEZ et al., 1975; VAUCLIN, 1975; LU, 1994). L'hypothèse de DUPUIT-FORCHEIMER a été largement utilisée dans le domaine du drainage agricole (ZAIDI, 1986; LESAFFRE, 1988; ZIMMER, 1988).

Pour le cas plus général où le milieu est anisotrope et tout en gardant l'hypothèse de DUPUIT-FORCHEIMER, l'écoulement en milieu poreux saturé, limité par une surface libre, est modélisé par l'équation de diffusion suivante (VERRUIJT, 1972; de MARSILY, 1981; HUYAKORN, JONES et ANDERSEN., 1986; DASSARGUES et al., 1991; DETAY et al., 1992; DAKHLAOUI et al., 1996):

$$n_e \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( T_{xx}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial x} \right) + T_{xy}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_{xy}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial x} \right) + T_{yy}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial y} + q \quad (2.12)$$

$T_{xx}$ ,  $T_{xy}$  et  $T_{yy}$  sont les composantes du tenseur de transmissivités, définies par:

$$T_{ij}(x, y, z) = \int_{z_0(x, y)}^z K_{ij}(x, y, z') dz' \quad (2.13)$$

Les  $K_{ij}$  sont les composantes, en un point de la nappe, du tenseur de perméabilité, où  $(i, j) \in \{x, y\}$  et  $z_0(x, y)$  signifie l'équation du substratum de la nappe.

L'équation de diffusion (2.12) est utilisée dans le modèle NAPP (cf. chapitres 4 et 5) du code général de calcul par éléments finis CESAR-LCPC (HUMBERT, 1984; HUMBERT, 1989; PIAU, 1991). Cette équation a été largement utilisée et discutée pour la modélisation des écoulements en milieu poreux et notamment par des hydrogéologues (EMSELLEM et de MARSILY, 1971; NEUMAN et WITHERSPOON, 1971; KUIPER, 1973; NEUMAN, 1973b; PIKUL et al., 1974; VAUCLIN et al., 1976; GUREGHIAN, 1978; GAMBOLATI, 1993; VAN de GIESEN et al., 1994; PI et HJELMFELT, 1994; ...).

### 2.2.1.7. Remarques

1- Dans la mesure où les variations de la surface libre  $z_L$  sont faibles par rapport à l'épaisseur de la nappe, on pourra considérer celle-ci comme constante et égale à l'épaisseur moyenne  $H_m$  de la nappe, ( $z_L = H_m$ ). Dans ce cas et pour un milieu poreux homogène et isotrope, l'équation de **Boussinesq** (2.11) devient:

$$\frac{n_e}{T} \cdot \frac{\partial Z_L}{\partial t} = \Delta Z_L + \frac{q}{T} \quad (2.14)$$

où,  $T = K_S \cdot H_m$  = transmissivité du milieu poreux,  $[L^2 \cdot T^{-1}]$ .

Cette équation est analogue à l'équation de la "chaleur" bien connue par les physiciens, citée ici pour mémoire car l'hypothèse dont elle découle peut être justifiée en hydrogéologie et plus

particulièrement dans le cas des nappes peu profondes de surface libre sensiblement horizontale mais elle n'est pas valable pour les structures réservoirs.

2- Un essai de modélisation des écoulements dans les matériaux alvéolaires anisotropes tel que le NIDAPLAST (RAIMBAULT, 1987) est présenté en annexe 2.

### 2.2.2. Ecoulements en milieux poreux non saturés

Ce type d'écoulement peut être rencontré dans le cas de vidange des structures réservoirs par infiltration des eaux stockées dans la zone non saturée des sols supports ou au cours de l'infiltration de la pluie à travers les revêtements drainants de surface colmatés.

Les hypothèses retenues sont les mêmes que celles adoptées au paragraphe § 2.2.1.1, sauf que les écoulements ne sont plus limités à la zone saturée et que les vides du milieu poreux ne sont pas saturés en eau mais ils sont occupés par deux phases fluides non miscibles: l'eau et l'air. Par conséquent, la teneur en eau  $\theta$  et la conductivité hydraulique  $K(\theta)$  sont variables et dépendent du degré de saturation en eau du milieu poreux. La teneur en eau  $\theta$  est variable dans le temps et dans l'espace,  $\theta(x, y, z, t)$ .

Il existe plusieurs descriptions des écoulements en milieu poreux non saturé et leur modélisation est basée généralement sur une approche polyphasique (FREMOND et NICOLAS, 1990; NICOLAS, 1992) ou monophasique. Dans la suite de cette thèse, seule l'approche monophasique sera étudiée. Dans ce cas, l'air est identifié à une phase continue avec l'atmosphère, cela revient à étudier l'écoulement d'un seul fluide (l'eau) dans un milieu polyphasique à teneur en eau variable. En effet, les dimensions des pores des structures poreuses permettent un passage facile de l'air dont la pression est en équilibre avec celle de l'atmosphère.

#### 2.2.2.1. Equation de continuité

Le principe de conservation de la masse permet d'écrire pour un fluide incompressible:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \text{div}(\vec{V}) = q_i \quad (2.15)$$

#### 2.2.2.2. Equation dynamique

L'écoulement de la phase liquide (eau) est régi par la **loi de DARCY généralisée** aux milieux poreux partiellement saturés d'eau (RICHARDS, 1931; CHILDS, 1969). Elle exprime que le flux volumique d'eau est proportionnel au gradient hydraulique:

$$\vec{V} = -\bar{K}(\theta) \overrightarrow{\text{grad}H} \quad (2.16)$$

- $\overline{\overline{K}}(\theta) = K_r(\theta) \cdot \overline{\overline{K}}_s$  : tenseur des conductivités hydrauliques non saturées, [L.T<sup>-1</sup>],  
 $\overline{\overline{K}}_s$  : tenseur des conductivités hydrauliques à saturation, [L.T<sup>-1</sup>],  
 $K_r(\theta)$  : perméabilité relative, fonction de la teneur en eau, [L.T<sup>-1</sup>],  
 $K_r(\theta) = \frac{\overline{\overline{K}}(\theta)}{\overline{\overline{K}}_s}$  avec,  $0 \leq K_r(\theta) \leq 1$   
 $H = h + z$  : charge hydraulique totale, [L];  
 $h$  : équivalent à un terme de pression interstitielle exprimée en hauteur d'eau  $\left(h = \frac{p_w}{\rho_w \cdot g}\right)$ , [L];  
 $z(x, y)$  : potentiel gravitaire (l'axe OZ est orienté vers le haut), [L].

### 2.2.2.3. Equation d'écoulement en milieux poreux non saturés : Equation de Richards

La substitution de l'équation dynamique (2.16) dans l'équation de continuité (2.15) permet de déterminer l'équation dite d'écoulement pour les milieux poreux partiellement saturés en eau:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} \left( K_r(\theta) \overline{\overline{K}}_s \overrightarrow{\text{grad} H} \right) + q_i \quad (2.17)$$

Si l'on suppose que le milieu poreux peut être représenté à l'aide des relations univoques en fonction de la teneur en eau  $h(\theta)$  et  $K(\theta)$  (absence du phénomène d'hystérésis), le terme capacité capillaire peut être définie ainsi:  $\left[ C(h) = \frac{\partial \theta}{\partial h} \right]$ . L'introduction de ce terme dans l'équation d'écoulement (2.17) permet d'obtenir l'équation connue de **Richards** qui a été largement utilisée pour l'étude des écoulements et des transferts de matières dans les milieux poreux non saturés (VACHAUD, 1968; SMITH et WOOLHISER, 1971; GIESEL et al., 1973; PARLANGE et al., 1977; GUPTA et al., 1977; AKAI et al., 1979; HUYAKORN et al., 1986; ROSS, 1990; McCORD et al., 1991; EL-KADI et al., 1993; MOSE et al., 1993; TSAI et al., 1993; PARLANGE et al., 1994; HUANG et al., 1994; EL-HAMES et al., 1995):

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \text{div} \left[ K_r(h) \overline{\overline{K}}_s \overrightarrow{\text{grad}(h+z)} \right] + q_i \quad (2.18)$$

ou encore :

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \sum_i \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \sum_j K_r(h) K_{ij}^s \cdot \frac{\partial (h+z)}{\partial x_j} \right) + q_i \quad (2.19)$$

La capacité capillaire  $C(h)$  de dimension [L<sup>-1</sup>] exprime pour un milieu poreux donné, sa capacité d'emmagasinement ou de libération de l'eau, suite à une variation de pression.

Le modèle de **Richards** (2.18), permettant l'étude des écoulements en milieux poreux saturés et non saturés (FREEZE, 1971; VACHAUD, 1971; LUTHIN et al., 1975; FRIND et al., 1978;

HAVERKAMP et VAUCLIN, 1979; WARRICK et al., 1990; PANICONI et al., 1991; BARRY et al., 1992; GOVINDARAJU et al., 1993), peut être ramené à une forme plus classique, en introduisant une nouvelle variable adimensionnelle  $[D(\theta) = K(\theta) \frac{\partial h}{\partial \theta}]$  appelé "coefficient de diffusivité" (VACHAUD, 1968; PHILIP, 1969; GARDNER et al., 1970; AHUJA, 1973; WARRICK et al., 1979; RUSSO et al., 1991; KHANBIL VARDI et al., 1993; HILLS et WARRICK, 1993; WATSON et al, 1995):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} \left[ \overline{D(\theta)} \overrightarrow{\text{grad}(\theta)} \right] + \frac{dK(\theta)}{d\theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} + q_i \quad (2.20)$$

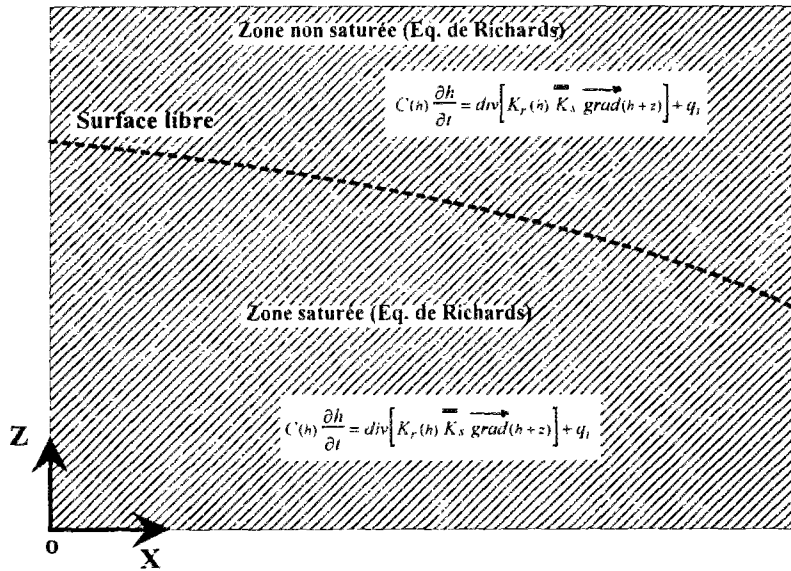
$\overline{D(\theta)}$  désigne le tenseur de diffusivité capillaire.

Le modèle de Richards a été adopté dans le module NSAT du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, qui permet de simuler les écoulements en milieu poreux saturé et non saturé. Le modèle NSAT peut être utilisé pour l'étude et la simulation de la vidange des structures réservoirs par infiltration dans le sol support.

#### 2.2.2.4. Application de l'équation de Richards à l'écoulement en milieu poreux en présence de surface libre

Le formalisme de Richards [équation (2.18)] avec la variable charge hydraulique **H** ou pression d'eau **h**, permet de décrire les écoulements en milieux poreux saturés et non saturés, en régime transitoire ou permanent. En effet, la charge hydraulique varie d'une façon continue dans tout le domaine de l'écoulement, que ce soit dans la zone saturée ou non saturée (cf. figure 2.3). Cette approche tient compte de la continuité des transferts d'eau entre les zones saturée et non saturée, la surface libre étant tout simplement l'isobare nulle. Lorsque le milieu étudié comporte une zone saturée, la teneur en eau devient constante et est égale à la teneur en eau à saturation ( $\theta = \theta_s$ ), dans cette zone, par conséquent, la capacité capillaire s'annule [ $C(h) = 0$ ] et la conductivité hydraulique est égale à la conductivité hydraulique à saturation ( $K(\theta) = K_s$ ). Ce qui permet de retrouver l'équation (2.4) régissant les écoulements en milieux poreux saturés.

L'avantage de cette approche complète est qu'une équation **unique** (modèle de Richards [2.18]) est valable dans tout le domaine de l'écoulement en saturé et en non saturé. Dans cette équation, la variable **h** (pression exprimée en colonne d'eau) est positive dans la zone saturée et négative dans la zone non saturée. Il résulte de ce qui précède que l'équation de Richards permet de représenter l'évolution d'un front d'infiltration.



**Figure 2.3. :** Application de l'équation de Richards aux écoulements en milieux poreux en présence de surface libre.

L'équation de Richards est fortement non linéaire compte tenu des variations importantes que subissent la perméabilité  $K(\theta)$  et la capacité capillaire  $C(h)$  en fonction de la teneur en eau, en hydraulique des milieux poreux non saturés. Sa résolution nécessite la connaissance des caractéristiques hydrodynamiques du milieu et des conditions initiales et aux limites régnant sur les frontières géométriques.

#### 2.2.2.5. Remarque

Entre l'approche complète de Richards [équation (2.18)], valable dans tout le domaine de l'écoulement et qui, au niveau formalisme mathématique ne distingue pas les zones saturée et non saturée et l'approche "traditionnelle", basée sur le couplage de l'équation d'écoulement dans la zone saturée et l'équation du mouvement de la surface libre tout en négligeant les transferts d'eau dans la zone non saturée, PIKUL et al. (1974) et VAUCLIN (1975) distinguent une approche intermédiaire qui consiste à traiter séparément les deux zones puis à les coupler au niveau de la surface libre tout en tenant compte des transferts d'eau entre ces deux zones.

#### 2.2.2.6. Vidange des structures réservoirs par infiltration dans le sol support

Au cours de l'infiltration d'eau dans un milieu poreux à teneur en eau initiale uniforme, égale à  $\theta_i$ , il existe, dans la zone non saturée, deux domaines très différents, séparés par une frontière mobile  $f(t)$  connue sous le nom de "front d'infiltration". Par définition, ce front  $f(t)$  passera par un point  $M(x, y, z)$  à l'instant où la teneur en eau  $\theta$  ou la pression  $h$  commencent à varier en ce point. Tant que le front d'infiltration  $f(t)$  n'a pas atteint la zone



saturée, le volume d'eau infiltré est uniquement stocké dans la zone non saturée. Dans ce cas, à tout moment, le volume d'eau infiltré est donné par l'expression (PHILIP, 1969; KHANJI, 1975) :

$$\text{Volume d'eau infiltré} = \iiint_{xyz} (\theta - \theta_i) dx dy dz = s \iint_S q_i(t) dz dt \quad (2.21)$$

avec,

$$\begin{aligned} q_i(t) &: \text{source volumique ou débit d'infiltration par unité de volume, [T}^{-1}\text{]}, \\ S &: \text{surface du domaine sur laquelle il y a infiltration d'eau, } S = \iint_{xy} dx dy, \text{ [L}^2\text{]}, \end{aligned}$$

A partir du moment où le front d'infiltration atteint la zone saturée, l'accroissement du stock d'eau par infiltration d'eau provoque d'une part, une remontée de la surface libre, et par conséquent la recharge de la nappe d'eau et d'autre part, une humidification de la zone non saturée.

Le transfert d'eau dans les milieux poreux saturés et non saturés et en particulier l'infiltration d'eau, peut être modélisée par l'équation de Richards (2.18) exprimée en pression ou en charge hydraulique (variables continues) qui tiennent compte de la continuité des transferts d'eau de la surface du milieu poreux jusqu'à la nappe d'eau. Sa résolution donne le champ de pression dans tout le domaine d'écoulement (PHILIP, 1969; WARRICK, 1991; ZAIDEL et RUSSO, 1992; BARRY et al., 1992). Elle permet également de résoudre les écoulements en milieux poreux stratifiés.

A titre d'exemple l'application de l'approche de Richards à l'infiltration d'eau dans le plan vertical (x, z), d'un milieu poreux dont nous ne considérons que les directions principales d'anisotropie, conduit au "**modèle du bilan local**", puisqu'il exprime la loi de conservation de la masse d'eau dans un élément de volume du milieu poreux, et qui est décrit par l'équation de l'infiltration suivante:

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( K_x(h) \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left[ K_z(h) \left( \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right] + q_i(t) \quad (2.22)$$

Après quelques développements, cette équation peut s'écrire également ainsi :

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = K_x(h) \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{dK_x(h)}{dh} \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial H}{\partial x} + K_z(h) \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + \frac{dK_z(h)}{dh} \frac{\partial h}{\partial z} \left( \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) + q_i(t) \quad (2.23)$$

Ce formalisme dit "**modèle décomposé**" fait apparaître les aspects *diffusif* et *convectif* du mouvement de l'eau dans le milieu poreux. L'aspect *diffusif* est représenté par le terme  $\left[ K_x(h) \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \text{ ou } K_z(h) \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right]$ . L'aspect *convectif* est représenté par le terme  $\left[ \left( \frac{dK_z(h)}{dh} \right) \frac{\partial h}{\partial z} \left( \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) \right]$  et le terme  $\left[ \frac{q_x}{K_x(h)} \frac{dK_x(h)}{dh} \frac{\partial h}{\partial x} \right]$ .

D'après NEUMAN (1972), cité par KHANJI (1975), le phénomène d'infiltration dans un sol relativement sec est caractérisé par une variation spatiale très brutale de la teneur en eau au voisinage du front d'infiltration  $f(t)$ . Les variations correspondantes des paramètres  $K(h)$ ,  $C(h)$  et des variables  $h$  et  $\theta$  peuvent produire, lors de la résolution de l'équation d'infiltration non linéaire (2.22), des instabilités numériques, de grandes erreurs de troncature et peuvent conduire aussi à de sérieuses difficultés dans la procédure de démarrage des résolutions numériques.

C'est pour atténuer ces très fortes variations et faciliter la procédure de démarrage que beaucoup d'auteurs (RUBIN, 1968; VAUCLIN, HAVERKAMP et VACHAUD, 1979, GOTTARDI et VENUTELLI, 1992; BASHA, 1994; SUBIA et al., 1994) ont utilisé la transformation de **KIRCHOFF** basée sur le changement de fonction par l'introduction de la fonction intégrale  $U(h)$  appelée potentiel d'écoulement et définie ainsi:  $U(h) = \int_{h_0}^h K(h) \cdot dh$ , où  $h_0$  représente la pression

arbitraire de référence, choisie de manière à ce que la nouvelle variable  $U(h)$  soit toujours positive dans le domaine considéré. Cette nouvelle fonction représente l'aire hachurée représentée ci-dessous (cf. figure 2.4) sur la courbe  $K(h)$ . Ce qui conduit au modèle de **KIRCHOFF**:

$$F(u) \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + G(u) \frac{\partial u}{\partial z} + q_i(t) \quad (2.24)$$

où les coefficients  $F(u)$  et  $G(u)$  sont donnés par les expressions suivantes:

$$F(u) = \frac{1}{K(h)} \frac{d\theta}{dh} = \frac{C(h)}{K(h)} \quad \text{et} \quad G(u) = \frac{1}{K(h)} \frac{dK(h)}{dh}$$

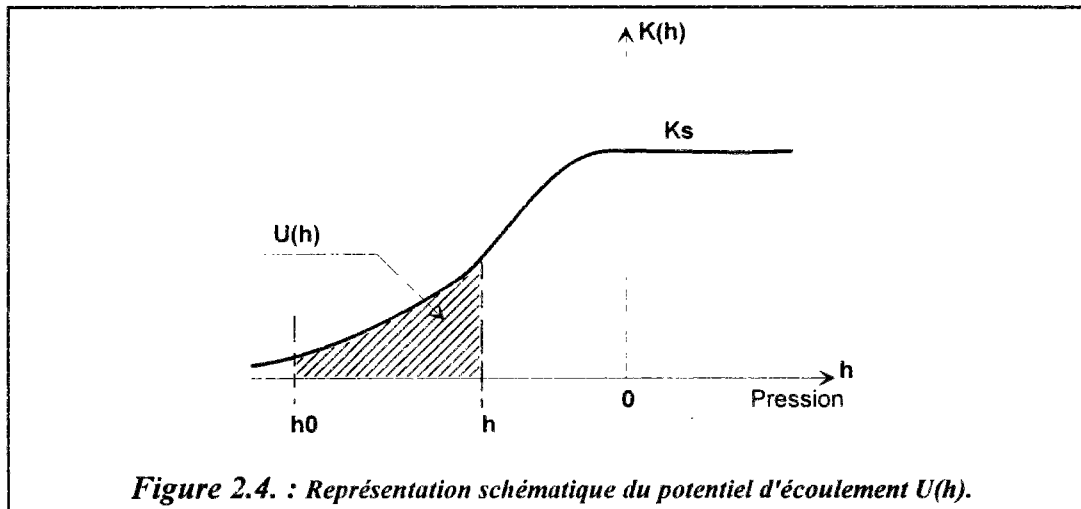


Figure 2.4. : Représentation schématique du potentiel d'écoulement  $U(h)$ .

### 2.2.2.6.1. Cas particulier: Infiltration sous une charge constante

PHILIP (1969), a développé une solution quasi-analytique, en monodimensionnel, pour des conditions initiales et aux limites draconiennes :

$$\begin{aligned} - \text{ pour } & t = 0 \quad \text{et} \quad z > 0 \quad ; \quad \theta = \theta_0 \quad \text{ou} \quad h = h_0 \\ - \text{ pour } & t \geq 0 \quad \text{et} \quad z = 0 \quad ; \quad \theta = \theta_1 \quad \text{ou} \quad h = h_1 \end{aligned} \quad (2.25)$$

Ces conditions correspondent physiquement à une *infiltration d'eau sous une charge constante, dans un milieu poreux semi-infini*. En effet, PHILIP (1957, 1969) a montré que pour la phase initiale de l'infiltration, la solution de l'équation de Richards en monodimensionnel suivant la direction  $z$   $\left( C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ K(h) \left( \frac{\partial h}{\partial z} + 1 \right) + q_r(t) \right] \right)$  soumise à ces conditions aux limites (2.25) prend la forme d'un développement en série de  $\sqrt{t}$  :

$$z(\theta, t) = \sum_{i=1}^n f_i(\theta) \cdot t^{i/2} \quad (2.26)$$

Les coefficients  $f_i(\theta)$ , fonctions de la teneur en eau, sont solutions d'un ensemble d'équations différentielles (PHILIP, 1969). La fonction  $z(\theta, t)$  représente l'avancement vertical dans le temps de la teneur en eau  $\theta$ .

L'utilisation d'une solution analytique ou quasi-analytique est intéressante car elle permet au physicien ou au modélisateur d'obtenir un ordre de grandeur des variables recherchées et d'évaluer le degré de validité des différents schémas numériques adoptés dans la résolution de l'équation d'infiltration.

### 2.2.3. Limites de validité de la loi de DARCY

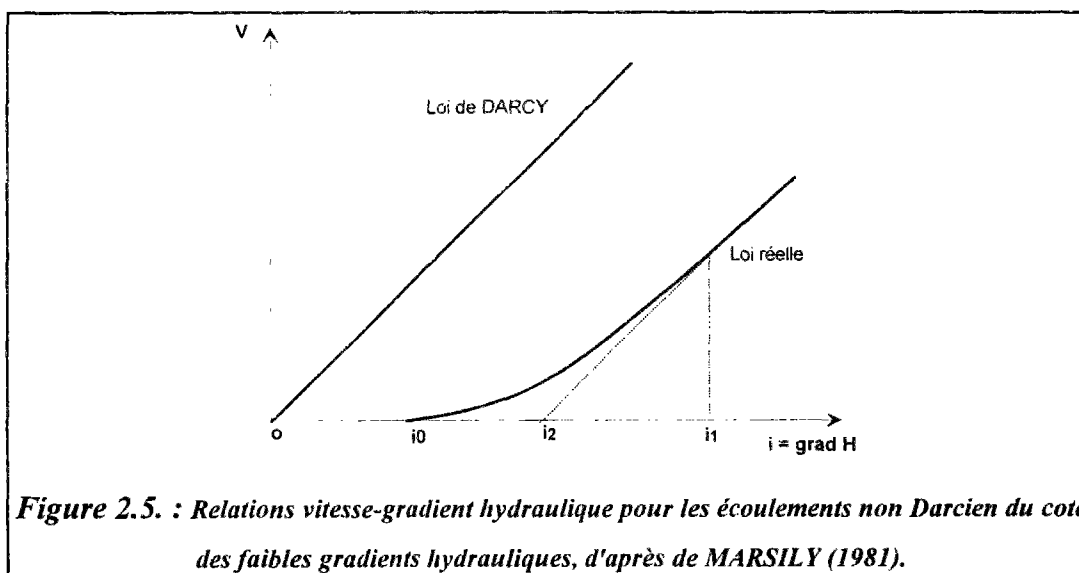
Les matériaux poreux constituant les structures réservoirs sont souvent caractérisés par des perméabilités assez élevées. En effet, la perméabilité des revêtements drainants est d'environ 1 cm/s et celle des matériaux poreux constituant la couche réservoir des structures poreuses (tel que du concassé ou du gravier de granularité 10/80) est de l'ordre de 10 cm/s et peut atteindre jusqu'à 1 m/s. Il s'agit d'un milieu poreux très ouvert et très perméable (RAIMBAULT et METOIS, 1992). Devant cette particularité, il est intéressant de discuter de la validité de la loi de DARCY dans ce milieu poreux particulier où les vitesses d'écoulement risquent d'être élevées et où les forces d'inertie risquent d'être non négligeables devant les forces de viscosité ou de frottement.

L'écoulement d'un fluide dans un milieu poreux est un phénomène extrêmement complexe. Cette complexité est due à la tortuosité, à la géométrie et à l'arrangement des pores. D'où la difficulté d'une solution analytique.

La loi de DARCY n'est valable en toute rigueur que si l'écoulement est permanent et laminaire dans un milieu poreux saturé. Ainsi, HILLEL (1984) note que la validité de cette loi n'est pas universelle pour toutes les conditions d'écoulement. La seule justification des différentes généralisations de la loi élémentaire expérimentale de DARCY, établie en régime permanent pour un milieu poreux homogène, isotrope et saturé en eau, tout en négligeant les forces d'inerties, est en fait l'expérience. De MARSILY (1981) constate que les calculs réalisés à l'aide de la loi de DARCY généralisée s'accorde bien avec l'expérience des écoulements en milieux poreux usuels (sol, limons, sables, etc.). Cependant, pour des très faibles gradients hydrauliques (notamment pour des milieux poreux de texture très fine tels que les argiles compactes) comme pour des forts gradients hydrauliques (cas des sables grossiers et des graviers), il y a une certaine divergence par rapport à la loi de DARCY.

### 2.2.3.1. Du côté des faibles valeurs du gradient hydraulique

Dans le cas des sols de texture très fine tels que les argiles compactes, les forces capillaires ou d'adsorption sont très importantes et la loi de DARCY n'est applicable que pour des gradients hydrauliques supérieures à un certain seuil  $i_1$  (cf. figure 2.5). En effet, selon SWARTZENDRUBER (1968) et de MARSILY (1981), en dessous d'une certaine valeur  $i_0$  du gradient hydraulique, il n'y a pas d'écoulement et la perméabilité est nulle. Entre  $i_0$  et  $i_1$ , la relation entre la vitesse de filtration et le gradient hydraulique n'est pas linéaire. Au-delà du seuil  $i_1$ , la loi de Darcy est donnée par la formule:  $V = K(i - i_2)$ . Les valeurs de  $i_0$ ,  $i_1$  et  $i_2$  sont étroitement liées à la nature et à la structure du milieu poreux. Le cas de très faibles gradients hydrauliques est rarement rencontré dans les cas pratiques ou dans les milieux poreux usuels et encore moins dans les structures réservoirs, ce cas est discuté ici pour mémoire.



**Figure 2.5. : Relations vitesse-gradient hydraulique pour les écoulements non Darcien du côté des faibles gradients hydrauliques, d'après de MARSILY (1981).**

### 2.2.3.2. Du côté des fortes valeurs du gradient hydraulique

Au fur et à mesure que la vitesse d'écoulement augmente, particulièrement dans les milieux poreux composés de pores de grandes dimensions (sables grossiers ou graviers par exemple), l'apparition des tourbillons "turbulents" contribue à la "dissipation" d'énergie: le gradient de potentiel hydraulique devient moins efficace à engendrer un écoulement (cf. figure 2.6) et il y a déviation par rapport à la loi linéaire de DARCY. Selon BEAR (1987) et d'après les expériences menées par SCHNEEBELI (1966), la loi de DARCY reste valable jusqu'à un nombre de Reynolds limite compris entre 1 et 10 (cf. figure 2.6). Au-delà, la loi de filtration diverge progressivement de la loi linéaire de DARCY. Cette limite a été largement discutée par plusieurs chercheurs (SCHNEEBELI, 1966; CHAUVETEAU et THIRRIOT, 1967; SWARTZENDRUBER, 1968; PHILIP, 1969; de MARSILY, 1981; HILLEL, 1984; BEAR et VERRUIJT, 1987; ...). Le critère quantitatif adopté pour déterminer cette limite et pour l'appréciation du régime d'écoulement (laminaire ou turbulent) est le nombre de Reynolds  $\mathcal{R}$ , qui exprime le rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité :

$$\mathcal{R} = \frac{V \cdot d}{\nu} \quad (2.27)$$

avec,

$V$  : vitesse de filtration (ou vitesse de Darcy),  $[LT^{-1}]$ ,

$\nu$  : viscosité cinématique,  $[L^2T^{-1}]$ ,

$d$  : diamètre caractéristique ou effectif des pores,  $[L]$ .

Ce diamètre caractéristique  $d$  est souvent assez mal défini. Plusieurs auteurs [de MARSILY (1981), BEAR et VERRUIJT (1987)] utilisent un diamètre moyen des grains, ou diamètre efficace  $d_{10}$  (10 % du poids des grains ont un diamètre inférieur à  $d_{10}$ ). COLLINS (1961), cité par de MARSILY (1981), suggère l'utilisation de la formule suivante :  $d = \sqrt{\frac{k}{n}}$  où  $k$  représente la perméabilité intrinsèque du milieu poreux et  $n$  représente la porosité des matériaux.

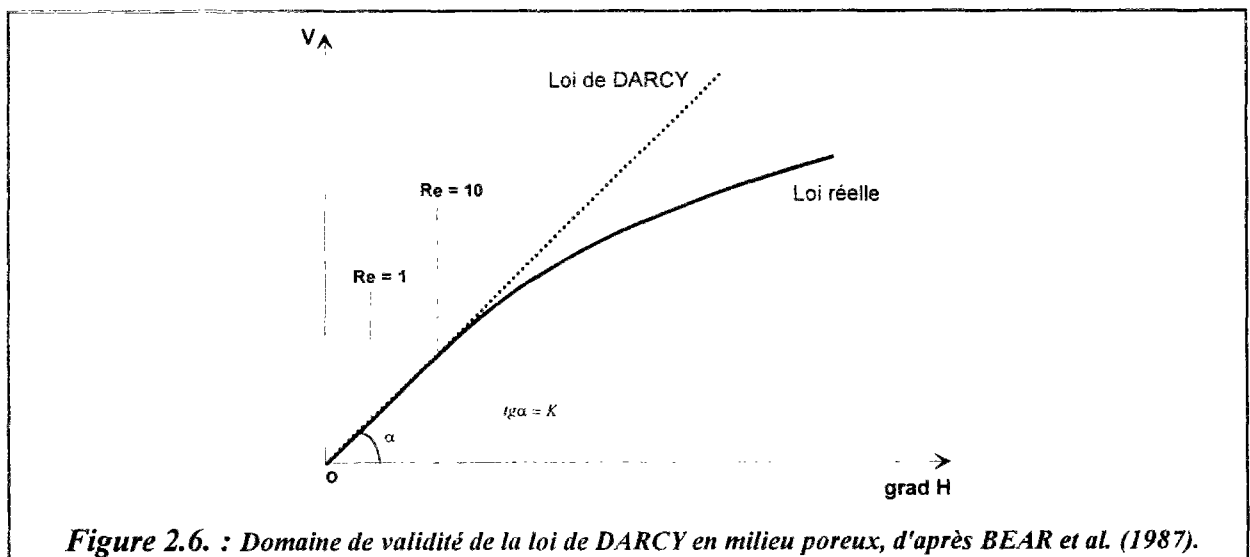


Figure 2.6. : Domaine de validité de la loi de DARCY en milieu poreux, d'après BEAR et al. (1987).

L'adoption d'une certaine analogie entre le milieu poreux et les tubes capillaires a conduit certains auteurs à attribuer la déviation par rapport à la loi de DARCY uniquement à la turbulence. Cependant, dans un tube rectiligne, la loi des pertes de charge cesse brusquement d'être linéaire lorsque la turbulence apparaît, le régime d'écoulement cesse d'être laminaire et devient turbulent. Selon SCHNEEBELI (1966), L'effet de l'inertie en milieu poreux se fait sentir *graduellement*, ce qui explique l'absence de toute singularité dans la courbe des pertes de charge.

CHAUVETEAU et THIRRIOT (1967), PHILIP (1969) insistent sur le fait que, pour les grandes valeurs du nombre Reynolds et jusqu'à une certaine limite, le régime d'écoulement en milieu poreux n'est pas turbulent, il reste laminaire mais devient *non linéaire* sous l'effet des forces d'inertie.

Pour tenir compte des effets d'inertie en milieu poreux, FORCHEIMER (1903), cité par CHAUVETEAU (1965), CARLIER (1972) et ELORZA et al. (1986), suggère d'utiliser une loi empirique de la forme:

$$\text{grad } H = \alpha.V + \beta.V^2 \quad (2.28)$$

Le terme  $\alpha.V$  représente les pertes de charge dues au frottement visqueux sur les parois de la matrice poreuse, et le terme  $\beta.V^2$  représente les pertes de charge dues à l'inertie du fluide (dissipation d'énergie cinétique dans les pores. Il s'agit de pertes de charge analogues à celles observées dans les coudes et les convergents-divergents des tubes), (de MARSILY, 1981). WHITE (1935) et MISSBACH (1937), cités par CHAUVETEAU (1965) ont proposé la formulation suivante :

$$\text{grad } H = a.V^m \quad (2.29)$$

avec ,  $\alpha, \beta$  et  $m$  : coefficients empiriques dépendant du milieu poreux ( $1 < m < 2$ ).

Des études expérimentales menées par LINDQUIST (1933), cité par SCHNEEBELI (1966), ont montré que les effets d'inertie sont plus importants pour un massif de grains anguleux que pour un massif poreux formé de grains sphériques.

En conclusion, à l'exception des milieux présentant des macropores, des milieux fracturés ou karstiques et à l'exception du voisinage immédiat des singularités, où il y a une forte déformation de la nappe d'eau et où les gradients hydrauliques sont forts (exutoire, ouvrages de diffusion et de drainage, etc.), la loi de DARCY est une excellente approximation de l'écoulement en milieu poreux pour les faibles nombres de Reynolds pour lesquels l'effet d'inertie est négligeable, mais lorsque la vitesse augmente, cette approximation devient de moins en moins bonne. Le nombre de Reynolds limite est mal défini, ce dernier dépend de la nature du milieu poreux et de l'erreur acceptable en appliquant la loi de DARCY. Cette limite

ne peut d'ailleurs pas être universelle et unique, car, d'une part il n'y a pas de similitude géométrique parfaite entre tous les milieux poreux et d'autre part le nombre de Reynolds utilisé est fondé sur la vitesse fictive et le diamètre des grains et non pas sur la forme exacte des pores.

En pratique, la loi de DARCY est considérée comme valable si le nombre de Reynolds en milieu poreux est inférieur à une limite comprise entre 1 et 10, dans ce cas, l'écoulement est purement laminaire à l'intérieur des pores (de MARSILY, 1981).

De 10 à 100 commence un régime de transition appelé encore régime *laminaire non linéaire* où les effets d'inertie ne sont plus négligeables et la loi de DARCY ne s'applique plus.

Au-delà de 100 le régime d'écoulement est turbulent à l'intérieur des pores, et la loi de DARCY s'applique encore moins.

### 2.2.3.3. Validité de la loi de Darcy pour les structures réservoirs

Pour discuter de la validité de la loi de DARCY pour les écoulements dans les matériaux poreux constituant les structures réservoirs, il est intéressant d'évaluer les gradients hydrauliques limites. En effet, l'adoption d'un nombre de Reynolds limite ( $\Re_{lim} = 10$ ) permet de déterminer ces gradients hydrauliques limites à partir de la formule suivante :

$$(\text{grad } H)_{lim} = \frac{\Re_{lim} \nu}{K d_{10}} \quad (2.30)$$

avec,

- K : perméabilité ou conductivité hydraulique,  $[LT^{-1}]$ ,
- $\nu$  : viscosité cinématique,  $[L^2T^{-1}]$ , ( $\nu = 1,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , à  $15^\circ\text{C}$ ).

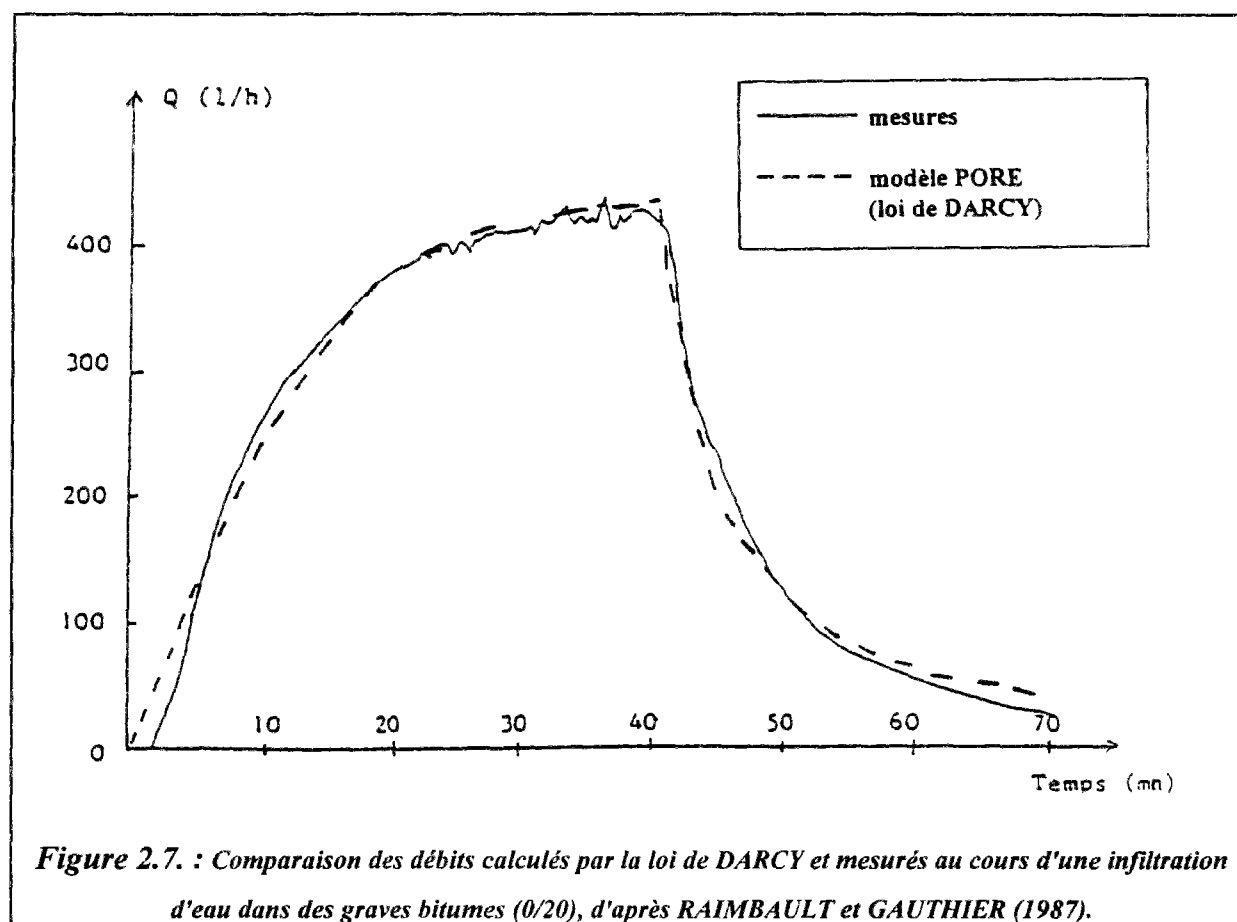
⊕ Pour les matériaux poreux constituant les revêtements drainants (enrobés drainants 0/10 ou 0/14), de diamètre caractéristique  $d_{10}$  compris entre 1 mm et 6 mm, avec 20 % de porosité et une conductivité hydraulique d'environ 1 cm/s, le gradient hydraulique limite est très élevé, il est compris entre 20 % et 120 % . Dans ce cas, la loi de DARCY est bien applicable même pour des forts gradients hydrauliques.

⊕ Cependant, ceci est moins vrai pour les autres matériaux de perméabilité plus importante constituant la couche de base ou le réservoir poreux tels que des matériaux non liés (gravier ou concassé 10/80) dont le diamètre caractéristique est d'environ 20 mm (PINEAU, 1988), à forte porosité de 30 à 40 % et dont la perméabilité est voisine de 10 cm/s. Dans ce cas, le gradient hydraulique limite est de 0,6 % (ou 6 mm/m). Cette limite peut être encore plus faible si la perméabilité est plus importante (pour  $K = 1 \text{ m/s}$ , le gradient limite se réduit à 0,6 mm/m). Cette limite est très faible et peut être dépassée facilement notamment au voisinage

des singularités (exutoires, ouvrages de régulation, de diffusion ou de drainage), où il y a déformation ou rabattement de la nappe d'eau.

✱ Pour les graves bitumes ou les bétons poreux (0/20 ou 0/30), de diamètre caractéristique 1,4 mm, avec 20 à 30 % de porosité et d'une perméabilité qui varie de 1 à 5 cm/s, le gradient hydraulique ne doit pas dépasser 17 % (17 cm/m), pour que la loi de DARCY reste applicable.

Les simulations des écoulements réalisées à l'aide du modèle numérique monodimensionnel PORE basé sur la loi de DARCY (RAIMBAULT et GAUTHIER, 1987), comparées à des essais d'infiltration d'eau par arrosage réalisés sur une dalle de 7 m<sup>2</sup> de grave bitume drainante (0/20), de perméabilité proche de 1 cm/s et d'une porosité efficace de 15 %, (MOUTIER, 1984) ont donné une bonne approximation des écoulements dans ce milieu poreux particulier (cf. figure 2.7).



En conclusion, la loi linéaire de DARCY reste valable et d'une précision suffisante pour simuler les écoulements dans les matériaux poreux constituant les structures réservoirs (cf. chapitres 4 et 5) sous réserve d'éviter les fortes valeurs des gradients hydrauliques notamment au voisinage immédiat des exutoires ou des singularités.



#### **2.2.3.4. Les écoulements préférentiels dans les milieux poreux**

Pour modéliser les écoulements dans les milieux fracturés ou fissurés ou dans les matériaux poreux hétérogènes présentant de grands macropores et des agrégats (tels que les sols agricoles tissés par des racines végétales ou par des verres de terre, etc.), où il y a des écoulements préférentiels non Darcien à des vitesses très importantes, engendrant parfois des instabilités dynamiques (situations de non équilibre physique) ou des turbulences, plusieurs auteurs (PHILIP, 1968a; PHILIP, 1968b; DOUGHERTY et BABU, 1984; GERKE et VAN GENUCHTEN, 1993a; ZIMMERMAN, 1993; BAI et al., 1993) ont utilisé l'approche "*Double Porosité*" ou en anglais "*Dual Porosity*".

L'idée centrale de cette approche est de considérer que ces milieux poreux hétérogènes peuvent être séparés en deux régions distinctes ou deux systèmes de pores (macropores et microspores contenus dans les blocs de matrices). Chaque région est traitée comme un milieu homogène avec des propriétés ou des paramètres hydrauliques différents.

Pour décrire les vitesses d'écoulement dans les fractures ou les macropores, CHEN et WAGENET (1992) font l'analogie entre les écoulements dans les macropores et les écoulements à ciel ouvert dans des petits canaux ou des conduites et suggèrent l'utilisation des formules de CHEZY ou de MANNING-STRICKLER pour un régime d'écoulement non laminaire. GERMANN et BEVEN (1985) proposent l'approche de l'onde cinématique pour décrire les écoulements dans les fractures ou les macrospores.

Cette approche "*Double Porosité*" n'a pas été retenue dans cette thèse. Cependant, elle peut être utilisée éventuellement pour modéliser les écoulements dans les structures réservoirs équipées de systèmes de diffusion et/ou de drainage d'eaux pluviales.

Pour approcher l'hétérogénéité et la variabilité spatiale des milieux poreux, de leurs structures et de leurs propriétés hydrodynamiques (perméabilité, porosité), plusieurs auteurs ont utilisé des outils géostatistiques tels que les modèles stochastiques en hydrogéologie (de MARSILY, 1993; NEUMAN et ORR, 1993; GRANT et al., 1991; POLMANN et al., 1991; REHFELDT et al., 1992; SUN et YEH, 1992; CARRERA et al., 1993; KEIFER, 1993; MILLY, 1993; SATISH et al., 1994; HATHHORN et al., 1994; NACHABE et MOREL-SEYTOUX, 1995).

GRESILLON et al. (1993) ont étudié la variabilité de l'infiltration à l'échelle de la parcelle ou d'un bassin ainsi que le rôle de la couverture végétale.

#### **2.2.4. Effet du colmatage des revêtements drainants sur l'infiltration d'eau**

La structure des revêtements drainants des structures réservoirs joue un rôle déterminant dans le contrôle de l'infiltration des eaux pluviales. Le colmatage superficiel de ces revêtements drainants, dû à l'arrivée des particules de terre ou des eaux pluviales chargées

de particules polluantes, peut au bout d'un certain temps se traduire par la formation d'une "croûte" de faible épaisseur, si un entretien efficace n'est pas prévu. Ce "filtre" ou cette "croûte" réduit la perméabilité de ces matériaux poreux et a un effet de "résistance hydraulique" à l'écoulement.

Un milieu poreux encroûté peut être considéré comme un milieu poreux stratifié et de ce fait, le transfert d'eau dans ce milieu peut être modélisé par le modèle continu de RICHARDS (2.18), exprimé en termes de pression pour assurer la continuité au niveau de l'interface croûte-milieu poreux de dessous. Dans ce cas, la modélisation de la croûte revient simplement à simuler une couche de faible perméabilité.

La deuxième approche adoptée par AHUJA (1975), TOUMA (1992) et ZAYANI et al. (1992) pour modéliser l'infiltration d'eau dans les sols avec une croûte en surface, suppose que l'effet de cette croûte intervient au niveau des conditions aux limites et plus précisément au niveau de la condition aux limites mixte (condition de type CAUCHY) dite aussi condition d'échange à l'interface croûte-milieu poreux, considérée comme la limite géométrique du milieu poreux modélisé. Avec l'hypothèse cruciale de saturation instantanée de la croûte, le flux vertical  $q_{ic}$  à l'interface croûte-milieu poreux, est évalué à partir de la loi de DARCY (ZAYANI, 1987; TOUMA, 1992):

$$\text{pour, } t > 0 \text{ et } z = 0 \quad q_{ic}(t) = -K(h) \frac{\partial H}{\partial z} = \frac{[h_{ex}(t) + e_{cr} - h_{ic}(t)]}{R_{cr}} \quad (2.31)$$

avec,

- $q_{ic}(t)$  : flux (par unité de surface) entrant dans le milieu poreux à travers la croûte saturée,  $[LT^{-1}]$ ,
- $R_{cr}$  : résistance hydraulique de la croûte de dimension  $[T]$ ,  $\left(R_{cr} = \frac{e_{cr}}{K_{cr}}\right)$
- $e_{cr}$  : épaisseur de la croûte,  $[L]$ ,
- $K_{cr}(h)$  : conductivité hydraulique de la croûte saturée,  $[LT^{-1}]$ ,
- $h_{ex}(t)$  : pression extérieure à la surface de la croûte,  $[L]$ ,
- $h_{ic}(t)$  : pression à l'interface croûte-milieu poreux,  $[L]$ .

Selon HILLEL et GARDNER (1970), le terme résistance hydraulique a pour origine l'analogie avec le flux de courant traversant une résistance électrique. Le terme "conductance hydraulique" est parfois utilisé pour désigner l'inverse de la "résistance hydraulique".

## 2.3. MODELISATION DES ECOULEMENTS DANS LES OUVRAGES DE DIFFUSION ET DE DRAINAGE DANS LES STRUCTURES RESERVOIRS

La description usuelle des écoulements dans les ouvrages de diffusion, de drainage et de régulation du débit des eaux pluviales dans les structures réservoirs repose essentiellement sur deux principes fondamentaux de la physique: le principe de conservation de la masse, décrit par l'équation de continuité, et le principe de conservation d'énergie ou des quantités de mouvement, illustré par le théorème de BERNOUILLI, en régime permanent, et par les équations de NAVIER-STOCKES simplifiées, en régime transitoire.

### 2.3.1. Ecoulements à ciel ouvert transitoires: Système de Barré de saint Venant

L'application des deux grands principes physiques de la conservation de la masse (continuité) et de la conservation de la quantité de mouvement des particules fluides (équation dynamique), permet d'aboutir à une formulation mathématique des écoulements transitoires à ciel ouvert des fluides incompressibles. En se basant sur les quatre hypothèses fondamentales suivantes, le modèle de Barre de Saint Venant permet de représenter ces écoulements:

- 1- L'écoulement est monodimensionnel (suivant l'axe  $x$ ) et seule la vitesse moyenne  $V(x,t)$ , est prise en compte, pour chaque section d'écoulement  $S(x,t)$ ,
- 2- la répartition des pressions est supposée hydrostatique et les éventuelles accélérations verticales sont supposées négligeables,
- 3- les pertes de charge par turbulence, par viscosité et par frottement sont représentées par une perte de charge globale,  $J(x,t)$ ,
- 4- la pente du radier est supposée suffisamment faible et les filets liquides parallèles au fond. Dans ce cas, les effets de courbure sont négligeables et les trajectoires de ces filets deviennent rectilignes et parallèles entre elles.

#### 2.3.1.1. Equation de continuité

L'équation de continuité pour un écoulement monodimensionnel d'un liquide incompressible peut être exprimée ainsi:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_i \quad (2.32)$$

avec,  $Q$  : débit transitant à travers la section d'écoulement  $S$ , [ $L^3.T^{-1}$ ],

$q_i$  : débit par unité de volume de longueur apporté (ou prélevé s'il est négatif), [ $L^2.T^{-1}$ ].

### 2.3.1.2 Equation dynamique

Les équations générales du mouvement d'un liquide réel (équations de NAVIER-STOCKES) s'obtiennent en équilibrant le système de forces agissant sur une particule fluide de masse unité.

$$\frac{1}{\rho_w} \cdot \overrightarrow{\text{grad}} p = \vec{F} - \vec{\gamma} + \nu \cdot \Delta \vec{V} - q_i \frac{\vec{V}}{S} \quad (2.33)$$

- force extérieure:  $\vec{F} = -\vec{g} = -\overrightarrow{\text{grad}}(g \cdot z)$  (force de pesanteur, z est orienté vers le haut),
- force de pression:  $\frac{1}{\rho_w} \cdot \overrightarrow{\text{grad}} p$ ,
- force d'inertie résultant du mouvement des particules fluides:  $-\vec{\gamma}$ ,
- force de viscosité:  $\nu \cdot \Delta \vec{V} = \frac{\mu}{\rho_w} \cdot \Delta \vec{V}$ ,
- force due à la dissipation d'énergie par des apports ou des pertes d'eau:  $q_i \frac{\vec{V}}{S}$ ,

avec,  $\nu$  : viscosité cinématique du fluide,  $[L^2T^{-1}]$   
 $\mu$  : viscosité dynamique du fluide,  $[ML^{-1}T^{-1}]$ ,  
 $p$  : pression d'eau ( $p = \rho_w \cdot g \cdot h$ ),  $[ML^{-1}T^{-2}]$ ,  
 $\vec{\gamma}$  : accélération,  $[LT^{-2}]$ ;  $\vec{\gamma} = \frac{d\vec{V}}{dt}$

Si les forces de viscosité et les forces de frottement par unité de masse du liquide sont représentées par un terme global  $\vec{f}$  ( $\nu \cdot \Delta \vec{V} = -\vec{f}$ ), l'équation de NAVIER-STOCKES (2.33) pour un liquide incompressible dans le champ de la pesanteur devient:

$$\frac{d\vec{V}}{dt} = -g \cdot \overrightarrow{\text{grad}} H - \vec{f} - q_i \cdot \frac{\vec{V}}{S} \quad (2.34)$$

où,

$V$  : vitesse d'écoulement,  $[LT^{-1}]$ ,  
 $H$  : potentiel hydraulique ou charge hydraulique totale ( $H = h + z$ ),  $[L]$ ,  
 $h$  : pression exprimée en hauteur d'eau,  $[L]$ .

En assimilant la trajectoire des filets liquides à l'axe  $x$  dans un repère cartésien (trajectoires rectilignes suivant l'axe  $x$ ), la projection de l'équation vectorielle (2.34) sur cet axe permet de retrouver l'équation dynamique en écoulement transitoire et à ciel ouvert:

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) - q_i \cdot \frac{V}{S} \quad (2.35)$$

avec,

$I$  : pente du radier  $\left( I = -\frac{\partial z}{\partial x} \right)$ ,  $[L/L]$ ,  
 $J$  : représente les pertes de charge par frottement et par viscosité du fluide  $\left( J = \frac{f}{g} \right)$ ,  $[L/L]$ .

La perte de charge unitaire  $J$  peut être évaluée à l'aide de la formule empirique de MANNING-STRICKLER:

$$V = K_{st} R_H^{2/3} J^{1/2} \quad (2.36)$$

avec,

$K_{st}$  : coefficient empirique de MANNING-STRICKLER [L/L]

$R_H$  : rayon hydraulique de la section considérée [L],  $R_H = \frac{S}{P_m} = \frac{\text{section mouillée}}{\text{périmètre mouillé}}$

### 2.3.1.3. Modèle de BARRE de SAINT VENANT

Le système de Barre de Saint Venant est composé de l'équation de continuité et de l'équation dynamique décrites ci-dessus (VEN TE CHOW, 1959):

$$\frac{\partial S}{\partial t}(x,t) + \frac{\partial Q}{\partial x}(x,t) = q_i(x,t) \quad (2.37)$$

et

$$\frac{\partial V}{\partial t}(x,t) + V(x,t) \frac{\partial V}{\partial x}(x,t) + g \frac{\partial h}{\partial x}(x,t) = g [I(x) - J(x,t)] - q_i \cdot \frac{V}{S}(x,t) \quad (2.38)$$

avec,  $Q(x,t) = V(x,t) \cdot S(x,t)$  et  $S(x,t) = f(h(x,t))$

$S(x,t)$  est la section mouillée à l'abscisse  $x$  et au temps  $t$ , [L<sup>2</sup>],

$Q(x,t)$  est le débit transité à travers la section  $S(x,t)$ , [L<sup>3</sup>.T<sup>-1</sup>],

$q_i(x,t)$  est le débit par unité de longueur entrant (drainage) ou sortant (diffusion d'eau), [L<sup>2</sup>.T<sup>-1</sup>],

$V(x,t)$  est la vitesse moyenne à travers la section d'écoulement  $S(x,t)$ , [L.T<sup>-1</sup>],

$h(x,t)$  est la hauteur d'eau dans la section  $S(x,t)$ , [L],

$I(x)$  est la pente du radier à l'abaisse  $x$ , [L/L],

$J(x,t)$  est la perte de charge unitaire par frottement et viscosité, [L/L],

$f$  est la fonction liant la hauteur  $h(x,t)$  d'eau à la section mouillée  $S(x,t)$ .

Le système de BARRE de SAINT VENANT a été largement utilisé pour étudier les écoulements transitoires à ciel ouvert tels que les écoulements dans les canaux, dans les rivières, dans les conduites, dans les réseaux d'assainissement, en irrigation par submersion, dans les réseaux de drainage ou pour modéliser le ruissellement des eaux pluviales en milieux urbains ou ruraux, etc. (VEN TE CHOW, 1959; PINDER et al., 1971; FREEZE, 1972; LIN et al., 1973; MOENCH et al., 1974; YEN et AKAN, 1983; GARCIA-NAVARRO et al., 1992; MESELHE et HOLLY, 1993; GARCIA-NAVARRO et al., 1993; MOREL-SEYTOUX et al., 1993; TAYFUR et al., 1993; FAHMY et MOREL-SEYTOUX, 1994; SZYMKIEWICZ, 1993; XIA et YEN, 1994; RASHID et CHAUDHRY, 1995; ...).

Le modèle de BARRE de SAINT VENANT n'a pas été utilisé dans le cadre de cette thèse, mais il peut être appliqué à la modélisation des écoulements dans les ouvrages de diffusion d'eau ou de drainage dans les structures réservoirs. En effet, dans le cas de la diffusion d'eau par des drains, l'équation de continuité devient  $\frac{\partial S}{\partial t}(x,t) + \frac{\partial Q}{\partial x}(x,t) = -q_{dif}(x,t)$  où  $q_{dif}$  représente le débit de diffusion (débit sortant) par unité de longueur du drain.

Dans le cas du drainage, l'équation de continuité s'écrit:  $\frac{\partial S}{\partial t}(x,t) + \frac{\partial Q}{\partial x}(x,t) = q_{draine}(x,t)$  où  $q_{drainé}$  représente le débit drainé (débit entrant) par unité de longueur du drain.

La résolution de ce système d'équations aux dérivées partielles non linéaires fait souvent appel à des méthodes d'analyse numérique. A ce fin, plusieurs méthodes de résolution numérique sont utilisées:

☐ La première s'appuie sur la recherche des courbes caractéristiques du système et des relations vérifiées sur ces courbes (PRICE, 1974; THIBAUT, 1979; AFIF, 1986; BRANEYRE, 1989).

☐ La seconde utilise des développements en série de Taylor sur les fonctions dérivées du système  $\left( \frac{\partial S}{\partial t}, \frac{\partial Q}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial t}, \frac{\partial h}{\partial x}, \dots \right)$  et permet la mise au point d'un schéma d'intégration numérique aux différences finies explicite ou implicite (CHAUDHRY et CONTRACTOR, 1973; FREAD, 1973; PRICE, 1974; AKAN et YEN, 1981; SINHA et al., 1995) dont il est nécessaire d'étudier les conditions de stabilité et de convergence. Il faut noter que la deuxième méthode est beaucoup plus utilisée et permet d'approcher la solution, quel que soit le type ou la géométrie des sections d'écoulement, alors que la méthode des caractéristiques est à utiliser avec prudence car les solutions fournies peuvent diverger dans le cas des sections quelconques ou de géométrie non paramétrée (VALIRON et al., 1989).

☐ Avec le développement des moyens informatiques, d'autres méthodes numériques sont de plus en plus utilisées pour résoudre les écoulements transitoires (système de Barré de Saint Venant), telles que la méthode des éléments finis (COOLEY et MOIN, 1976; NAAIM, 1991; BLANDFORD et al., 1993; SZYMKIEWICZ, 1995), ou la méthode des volumes finis basés sur la conservation des flux (ZHAO et al., 1994). Ces méthodes qui s'adaptent mieux aux limites géométriques, permettent de mieux traiter les conditions aux limites et d'approcher numériquement la solution de ces écoulements transitoires à ciel ouvert.

#### 2.3.1.4. Remarque

Dans certains cas, l'emploi du modèle de BARRE DE SAINT VENANT est relativement complexe et sa résolution numérique nécessite des temps de calcul relativement importants. On note, pour mémoire, que dans certains cas (exemple: les écoulements dans les réseaux

d'assainissement sont relativement lents) des hydrologues ou des modélisateurs ont opéré des simplifications ou des approximations très sévères pour aboutir à des modèles hydrodynamiques simplifiés (KOVACS, 1988; GOVUNDARAJU et al., 1990; MUNOZ-CARPENA et al., 1993; ...). Les simplifications proposées portent toutes sur l'équation dynamique (2.38). En effet, la première approximation consiste à considérer que les forces d'inertie, représentées par le terme  $\left[ \frac{\partial V}{\partial t}(x,t) + V(x,t) \cdot \frac{\partial V}{\partial x}(x,t) \right]$  sont faibles par rapport aux forces de pression et de pesanteur, représentées par l'expression  $\left[ g \cdot \frac{\partial h}{\partial x}(x,t) - g \cdot I(x) \right]$  et par rapport aux forces de frottement décrites par  $[g \cdot J(x,t)]$ . Dans ce cas et pour un débit d'écoulement constant, l'équation dynamique devient:

$$\frac{\partial h}{\partial x}(x,t) = I(x) - J(x,t) \quad (2.39)$$

Par conséquent, après quelques arrangements des termes, le système de BARRE DE SAINT VENANT se transforme en une seule équation (VALIRON et al., 1989):

$$\frac{\partial Q}{\partial t}(x,t) + C(x,t) \frac{\partial Q}{\partial x}(x,t) = \sigma(x,t) \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}(x,t) + q_i(x,t) \quad (2.40)$$

C'est l'équation connue sous le nom de "**l'onde de crue diffusante**" où,  $C(x,t)$  et  $\sigma(x,t)$  sont respectivement appelés célérité et coefficient de diffusion de l'onde de crue. La dépendance de  $C$  et  $\sigma$  en  $x$  et en  $t$  rend difficile l'intégration de cette équation. Ainsi, de nombreux auteurs ont considéré  $C$  et  $\sigma$  constants afin de linéariser cette équation (2.40) et parviennent ainsi à l'intégrer analytiquement. Le modèle obtenu est appelé **modèle d'HAYAMI**.

### 2.3.2. Ecoulements à ciel ouvert permanents : système de BERNOUILLI

Les hypothèses adoptées sont les mêmes que celles décrites pour les écoulements transitoires (§ 2.3.1), la seule différence est qu'ici les écoulements sont permanents dans le temps et graduellement variés dans l'espace.

Un régime d'écoulement est dit *graduellement varié* lorsque la section transversale et en particulier la hauteur d'eau et la vitesse moyenne varient de façon continue, progressive et relativement lente d'une section d'écoulement à une autre.

#### 2.3.2.1. Equation de continuité

En régime permanent, le principe de conservation de la masse en écoulement à ciel ouvert peut être décrit par l'équation de continuité:

$$\text{div}(\bar{Q}) = \frac{dQ}{dx}(x) = S(x) \frac{dV(x)}{dx} + V(x) \frac{dS(x)}{dh(x)} \frac{dh(x)}{dx} = q_i(x) \quad (2.41)$$

avec,

- $S(x)$  : section d'écoulement appelée encore section mouillée à l'abscisse  $x$ ,  $S(x) = f(h(x))$ ,  $[L^2]$ ;
- $Q(x)$  : débit transitant à travers la section d'écoulement  $S(x)$ ,  $[L^3.T^{-1}]$ ,
- $q_i(x)$  : débit par unité de longueur entrant (drainage) ou sortant (diffusion d'eau),  $[L^2.T^{-1}]$ ,
- $V(x)$  : vitesse moyenne, dans la section d'écoulement  $S(x)$ ,  $[L.T^{-1}]$ ,
- $h(x)$  : hauteur d'eau (hauteur piézométrique) dans la section  $S(x)$ ,  $[L]$ ,
- $f$  : fonction liant la hauteur d'eau  $h(x)$  à la section mouillée  $S(x)$ .

### 2.3.2.2. Equation dynamique

En dehors de toute singularité (ressaut hydraulique, seuil, etc.), l'équation dynamique le long d'un filet liquide en régime d'écoulement permanent peut être déduite du théorème de BERNOULLI, dont l'expression classique est:

$$H(x) = z(x) + h(x) + \frac{V^2(x)}{2g} = H_0 - \Delta H(x) \quad (2.42)$$

avec,

- $H_0$  : charge ou potentiel hydraulique à l'origine de l'écoulement ( $x = 0$ ),  $H_0 = z_0 + h_0 + \frac{V_0^2}{2g}$ ,  $[L]$ ,
- $H(x)$  : charge hydraulique à l'abscisse  $x$ ,  $H = z + h + \frac{V^2}{2g}$ ,  $[L]$ ,
- $\Delta H(x)$  : perte de charge depuis l'origine ( $x = 0$ ) jusqu'au point considéré  $x$ , ( $\Delta H = J.x$ ),  $[L]$ ,
- $J$  : perte de charge "unitaire" (par unité de longueur),  $[L/L]$ , qui peut être estimée par la formule empirique de MANNING-STRICKLER (2.36),
- $z(x)$  : cote ou dénivelé du fond du radier par rapport à un plan de référence,  $[L]$ ,
- $h(x)$  : hauteur d'eau ou tirant d'eau, appelé encore potentiel de pression.

Pour un écoulement monodimensionnel (suivant l'axe  $x$ ), la différentiation de la charge hydraulique totale par rapport à l'abscisse  $x$  permet de retrouver l'équation dynamique exprimant le principe de conservation d'énergie dans le cas d'écoulements permanents et graduellement variés:

$$\frac{dh(x)}{dx} = I(x) - J(x) - \frac{V(x)}{g} \frac{dV(x)}{dx} \quad (2.43)$$

où,

- $I(x)$  : pente longitudinale du radier,  $I = -\frac{dz(x)}{dx}$ ,  $[L/L]$ ,
- $J(x)$  : pente de la ligne de charge ou d'énergie,  $J = -\frac{dH(x)}{dx}$ ,  $[L/L]$ .



### 2.3.2.3. Equation de l'écoulement

La substitution de l'équation de continuité (2.41) dans l'équation dynamique (2.43) permet de retrouver l'équation différentielle modélisant les écoulements à ciel ouvert en régime permanent et graduellement varié:

$$\frac{dh(x)}{dx} = \frac{I(x) - J(x, h) - \frac{V(x, h)}{g S(x, h)} q_i(x, h)}{1 - \frac{V^2(x, h)}{g S(x, h)} \cdot \frac{dS(x, h)}{dh(x)}} \quad (2.44)$$

Le nombre de Froude caractérisant la nature des écoulements à ciel ouvert, noté  $F_r$ , est définie par l'expression suivante :

$$F_{r(x, h)} = \sqrt{\frac{Q^2(x, h) \frac{dS(x, h)}{dh(x)}}{g S^3(x, h)}} = \sqrt{\frac{V^2(x, h) \frac{dS(x, h)}{dh(x)}}{g S(x, h)}}$$

La comparaison de la valeur du nombre de Froude,  $F_r$ , dans une section d'écoulement donnée, à l'unité nous indique la nature du régime d'écoulement :

- si  $F_r < 1$  : le régime d'écoulement est dit *fluvial* dans cette section,
- si  $F_r > 1$  : le régime d'écoulement est dit *torrentiel* dans cette section,
- si  $F_r = 1$  : le régime d'écoulement est dit *critique* et la hauteur d'eau est appelée "hauteur d'eau critique",  $h_c$ , ce qui correspond à l'énergie spécifique minimale  $H_{sc}$  (énergie spécifique critique):  $H_{sc} = h_c + \frac{V_c^2}{2g}$ .

L'introduction du nombre de Froude dans l'équation (2.44), permet de retrouver l'autre forme de l'équation d'écoulement:

$$\frac{dh(x)}{dx} = \frac{I(x) - J(x, h) - \frac{Q(x, h)}{g S^2(x, h)} q_i(x, h)}{1 - F_r^2(x, h)} \quad (2.45)$$

Si de plus, il n'y a pas de source volumique ( $q_i = 0$ ), on retrouve la forme classique de l'équation différentielle des écoulements à ciel ouvert à débit constant, en régime permanent graduellement varié:

$$\frac{dh(x)}{dx} = \frac{I(x) - J(x, h)}{1 - F_r^2(x, h)} \quad (2.46)$$

### 2.3.2.3.1. Application à la diffusion et au drainage d'eau dans les structures réservoirs

★ Dans le cas de **diffusion** d'eau par des drains (inverse du drainage,  $q_i = - q_{dif}$ , où  $q_{dif}$  représente le débit diffusé par unité de longueur), l'équation d'écoulement devient:

$$\frac{dh(x)}{dx} = \frac{I(x) - J(x, h) + \frac{Q(x, h)}{g S^2(x, h)} q_{dif}(x, h)}{1 - F_r^2(x, h)} \quad (2.47)$$

Ce modèle a été analysé et validé dans le cadre cette thèse à l'aide des expérimentations de diffusion d'eau par des drains dans les structures réservoirs (cf. chapitre 3).

★ Dans le cas du **drainage** des eaux ( $q_i = q_{drainé}$ , où  $q_{drainé}$  représente le débit d'eau intercepté par unité de longueur de drain), l'équation d'écoulement s'écrit:

$$\frac{dh(x)}{dx} = \frac{I(x) - J(x, h) - \frac{Q(x, h)}{g S^2(x, h)} q_{drainé}(x, h)}{1 - F_r^2(x, h)} \quad (2.48)$$

Enfin, il faut noter que les différentes équations d'écoulements permanents présentées ci-dessus, sont des équations différentielles de premier ordre de type:  $\frac{dh(x)}{dx} = f(x, h(x))$  qui ne présentent pas de solutions analytiques, mais leurs résolutions sont assurées essentiellement par des méthodes numériques.

Si des changements rapides ou des perturbations de l'écoulement interviennent au niveau des singularités (ressaut hydraulique, seuil, pertes de charge singulières, etc.), les modèles exposés ci-dessus de SAINT VENANT et de BERNOULLI ne sont plus valables localement. Pour tenir compte de ces phénomènes locaux, d'autres lois hydrauliques spécifiques à ces singularités doivent être appliquées.

## 2.4. COUPLAGE DES ÉCOULEMENTS EN MILIEU POREUX ET DANS LES OUVRAGES DE DIFFUSION ET DE DRAINAGE

L'originalité de l'approche adoptée dans cette thèse, pour le couplage des écoulements dans les matériaux poreux des structures réservoirs et dans les systèmes de diffusion et/ou de drainage, est la modélisation du drain par un milieu poreux équivalent à l'aide du modèle NAPP du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. Cette approche sera explicitée dans le chapitre 5. Néanmoins, par analogie avec les échanges "nappe-rivière", deux autres approches de couplage des écoulements dans les matériaux poreux constituant les structures réservoirs et celles se produisant dans les ouvrages de diffusion ou de drainage, peuvent être envisagées: approche "intégrée" ou approche "unilatérale" (PINDER et SAUER, 1971; LEDOUX, 1980; O'SHEA et BAINES, 1981; THARP, 1982; DILLON et al., 1983; LEDOUX et al., 1984; LIGGETT et DILLON, 1985; POULIN, 1988; BRANEYRE, 1989; TAJJAR, 1993). La difficulté de ce couplage provient essentiellement de la nature et de la dynamique différentes de ces écoulements.

### 2.4.1. Approche "intégrée"

Cette approche consiste à coupler un modèle hydrodynamique ou hydrogéologique (écoulements en milieu poreux) à un modèle d'hydraulique à surface libre (écoulements à ciel ouvert ou en charge dans les ouvrages de diffusion et/ou de drainage). Les charges hydrauliques régnant dans les deux domaines sont calculées simultanément. La distribution spatio-temporelle de la charge hydraulique dans le milieu poreux peut être évaluée par un modèle d'écoulement souterrain tels que les modèles de BOUSSINESQ, de RICHARDS, etc.. Les écoulements dans les ouvrages de diffusion ou de drainage peuvent être calculés par le système d'équations de SAINT VENANT en régime transitoire ou par le modèle de BERNOUILLI en régime permanent tout en tenant compte des flux d'échange entre les deux domaines. L'interdépendance des deux modèles nécessite la résolution simultanée des équations différentielles décrivant chaque système. Le couplage est réalisé par les lois d'échange qui décrivent l'écoulement à travers le périmètre mouillé de l'interface séparant le milieu poreux du drain (ou rivière, etc.).

Plusieurs auteurs (BRANEYRE, 1988; TAJJAR, 1993) ont couplé le modèle de BOUSSINESQ et le modèle de SAINT VENANT. Les échanges nappe-rivière (drainage ou diffusion d'eau) ont été pris en compte à l'aide de la loi linéaire de DARCY qui décrit l'écoulement à travers l'interface séparant les deux domaines. En effet, l'équation de BOUSSINESQ comporte un terme supplémentaire de flux  $q_n$  représentant ces échanges:

$$n_e \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( T_{xx} \frac{\partial H}{\partial x} \right) + T_{xy} \frac{\partial H}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_{yx} \frac{\partial H}{\partial x} \right) + T_{yy} \frac{\partial H}{\partial y} + q + \frac{q_n}{P_m} \quad (2.49)$$

$q_n$  désigne le débit traversant l'interface nappe-rivière (ou par analogie drain-milieu poreux) sur un mètre de longueur,  $P_m$  est le périmètre mouillé de cet interface.

$$q_n = K' P_m \frac{\Delta H}{e'} \quad (2.50)$$

$K'$  et  $e'$  sont respectivement la conductivité hydraulique et l'épaisseur de l'interface,  $\Delta H$  représente la différence de charge hydraulique entre les deux milieux et dont le signe dépend du sens d'écoulement (drainage ou diffusion d'eau).

De même, l'équation de continuité modifiée du système de SAINT VENANT comporte ce terme  $q_n$  tenant compte du débit d'échange contrôlé par des différences de charge hydraulique entre les deux milieux :

$$\frac{\partial S}{\partial t}(x,t) + \frac{\partial Q}{\partial x}(x,t) = q_i(x,t) + q_n(x,t) \quad (2.51)$$

Les écoulements en milieu poreux et dans les ouvrages de diffusion et de drainage des eaux pluviales peuvent être couplés par d'autres lois d'écoulement du type (  $q_n = C_d(H). P_m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta H}$  ) régissant les écoulements à travers les orifices ou les fentes des drains pour tenir compte des échanges de flux entre les deux systèmes (cf. chapitres 3 et 5).

#### 2.4.2. Approche "unilatérale"

Cette approche, d'emploi plus simple, est moins précise que l'approche "intégrée". Elle consiste à négliger la variation des écoulements à ciel ouvert dans la rivière (ou dans le drain, etc.). Cette dernière est considérée comme une condition aux limites à potentiel imposé ou comme un flux fonction de la différence de charge entre la nappe et la rivière. Les niveaux d'eau dans la rivière sont calculés à partir des modèles hydrauliques et ne sont pas modifiés par les apports en provenance (cas du drainage) ou vers la nappe (cas de diffusion). Dans ces conditions, l'effet de l'écoulement souterrain sur les écoulements à ciel ouvert est négligé. Le mécanisme d'échange dans le système nappe-rivière est supposé identique aux phénomènes de drainance. Il est souvent basé sur la loi linéaire de DARCY (BRANEYRE, 1989).

RUSHTON (1979), cité par BRANEYRE (1989), a proposé une loi empirique non linéaire de type exponentiel :  $Q = K_1 [1 - \exp(K_2 \cdot \Delta H)]$ , où  $K_1$  et  $K_2$  sont des constantes,  $Q$  est le flux d'échange et  $\Delta H$  représente la différence de charge hydraulique entre la nappe et la rivière.

## 2.5. CONCLUSION

Le fonctionnement hydraulique des structures réservoirs met en oeuvre plusieurs mécanismes hydrauliques tels que :

- le recueil des eaux pluviales par infiltration directe de la pluie à travers les revêtements drainants de surface ou par diffusion (injection) des eaux par des drains,
- les écoulements et le transfert d'eau à travers les matériaux poreux constituant le réservoir de ces structures poreuses,
- le drainage ou la vidange des structures réservoirs par des drains ou par infiltration des eaux pluviales dans le sol support.

Ces différents mécanismes hydrauliques peuvent être regroupés en deux grandes familles d'écoulements :

- ↳ les écoulements en milieux poreux saturés ou non saturés, régis par la loi linéaire de DARCY généralisée qui reste valable loin des singularités ou des exutoires afin que les gradients hydrauliques et les vitesses d'écoulement restent relativement faibles pour pouvoir négliger les effets d'inertie,
- ↳ les écoulements dans les ouvrages de diffusion, de drainage ou de régulation équipant les structures réservoirs, basés sur les équations de Saint Venant, en régime transitoire, ou sur le théorème de BERNOUILLI, en régime permanent et qui ne sont que des simplifications des équations de Navier Stokes.

Les écoulements dans les matériaux poreux peuvent être couplés aux écoulements dans les ouvrages de diffusion et de drainage par des lois d'échange pour tenir compte de l'interdépendance et des flux d'échange entre les deux milieux.

L'étude des fondements théoriques de ces différents écoulements, en se basant sur deux principes fondamentaux de la physique (conservation de la masse et conservation d'énergie ou des quantités de mouvement), a permis de déterminer les modèles mécanistes de base régissant ces mécanismes hydrauliques élémentaires.

Après cette étude synthétique des fondements théoriques permettant la modélisation des mécanismes hydrauliques mis en jeu dans les structures réservoirs, il est intéressant d'étudier et de s'intéresser plus particulièrement au mécanisme de la diffusion d'eau par des drains et au couplage drain-milieu poreux, qui sont encore mal connus et qui jouent un rôle important dans le fonctionnement hydraulique complet de ces structures réservoirs.

## **Chapitre 3**

**Diffusion des eaux pluviales par des drains dans les structures réservoirs**



## **Chapitre 3**

### **Diffusion des eaux pluviales par des drains dans les structures réservoirs**

#### **3.1. INTRODUCTION**

Les structures réservoirs, constituées de matériaux poreux et développées ces dernières années comme "technique alternative" à l'assainissement pluvial urbain classique, apparaissent comme une solution intéressante pour la rétention temporaire des eaux de pluie et par conséquent l'écrêtement des débits de ruissellement (RAIMBAULT, 1993a).

Lorsque les structures réservoirs ne reçoivent que les eaux de pluie tombant sur leur surface, il est facile d'obtenir une bonne répartition spatiale de celle-ci dans la structure. Cependant, lorsqu'il faut injecter des eaux de ruissellement, collectées sur des structures réservoirs à revêtement imperméable ou provenant de bâtiments et/ou de bassins versants voisins, les débits à introduire sont beaucoup plus importants. Il est nécessaire de concevoir un réseau de diffusion évitant les débordements au point d'injection des débits et favorisant la bonne répartition spatiale des eaux (RAIMBAULT, 1993b).

Les dispositifs spécifiques de diffusion d'eau dans les matériaux poreux très perméables ou "très ouverts" sont généralement constitués par des réseaux de drains servant à l'injection pendant la pluie et facilitant parfois le drainage après (DAKHLAOUI et al., 1995b; DAKHLAOUI et al., 1996).

L'injection d'eau par des drains dans les structures poreuses est un mécanisme hydraulique peu connu et il n'existe pas d'outils permettant d'approcher ou de concevoir des systèmes de diffusion d'eau. Il a été jugé nécessaire d'étudier et d'analyser d'une manière assez fine ce mécanisme hydraulique qui joue un rôle important dans le fonctionnement hydraulique complet des structures réservoirs. Dans ce chapitre, la diffusion des eaux pluviales par des drains dans les structures poreuses sera abordée suivant deux approches: expérimentation et modélisation. Dans un premier temps, ont été mesurés les débits diffusés par un élément de drain de faible longueur, en fonction de la charge hydraulique à l'intérieur de ce dernier. Les essais expérimentaux ont été effectués avec des drains placés dans des matériaux concassés ou



bien à l'air libre. Dans un second temps, les expérimentations ont porté sur les conditions de diffusion d'eau à travers des drains suffisamment longs soumis à différentes charges hydrauliques à une extrémité et placés à l'air libre. Parallèlement, a été réalisée une modélisation numérique de la diffusion d'eau par des drains dont les résultats sont comparés avec ceux des études expérimentales. Ceci a permis le développement du modèle "HYDRODIF", outil de simulation des écoulements dans les drains diffusant des eaux pluviales. Il s'agit aussi d'un outil d'aide à la conception et au dimensionnement de ces systèmes d'injection d'eau.

## 3.2. APPROCHE EXPERIMENTALE DE LA DIFFUSION DES EAUX PAR DES DRAINS

Deux études expérimentales de diffusion d'eaux pluviales par des drains ont été menées à la division Eau du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). La première étude expérimentale s'intéresse particulièrement à l'écoulement à travers les orifices ou les fentes du drain et à l'influence du milieu poreux sur la diffusion d'eau en régimes noyé et dénoyé (POUCHELLE, 1990). La deuxième étude expérimentale réalisée dans le cadre de cette thèse s'intéresse essentiellement à la répartition des débits, des pressions et des vitesses le long du drain diffusant des eaux en régime permanent (DAKHLAOUI, 1994; DAKHLAOUI et al., 1995a; DAKHLAOUI et al., 1995b).

### 3.2.1. Etude expérimentale de la diffusion d'eau à travers les orifices d'un élément court de drain

Les essais de diffusion d'eau par des éléments courts de drains fermés aux deux extrémités ont permis de dégager les lois régissant les débits de diffusion à travers les fentes des drains et l'influence de la présence d'un milieu poreux très perméable autour de ces orifices sur le mécanisme de diffusion d'eau.

#### 3.2.1.1. Montage expérimental et méthodologie

Plusieurs échantillons de drains de petites longueurs (d'environ 18 cm), ont été testés. Ces drains ont été placés de façon à avoir les fentes dirigées vers le bas pour pouvoir diffuser l'eau. Le débit à l'entrée du drain est mesuré par un débitmètre à flotteur (rotamètre) permettant des débits de 1 à 10 m<sup>3</sup>/h, avec une précision de 0,1 m<sup>3</sup>/h, sous une pression maximale de 5 bars. Des prises de pression et de charge hydraulique totale ont été réalisées. Pour ce dispositif expérimental, l'écoulement à travers les orifices est essentiellement vertical (cf. figure 3.1). Les prises de pressions ont été effectuées relativement loin de l'entrée du drain (loin de l'arrivée d'eau) pour éviter les perturbations et les pertes de charge singulières à l'entrée dues au divergent brusque. Ce montage expérimental a permis de réaliser plusieurs expérimentations sous différentes charges hydrauliques et dans différentes configurations :

- drains placés à l'air libre , en régimes noyé et dénoyé,
- drains placés dans un milieu poreux en régimes noyé et dénoyé.

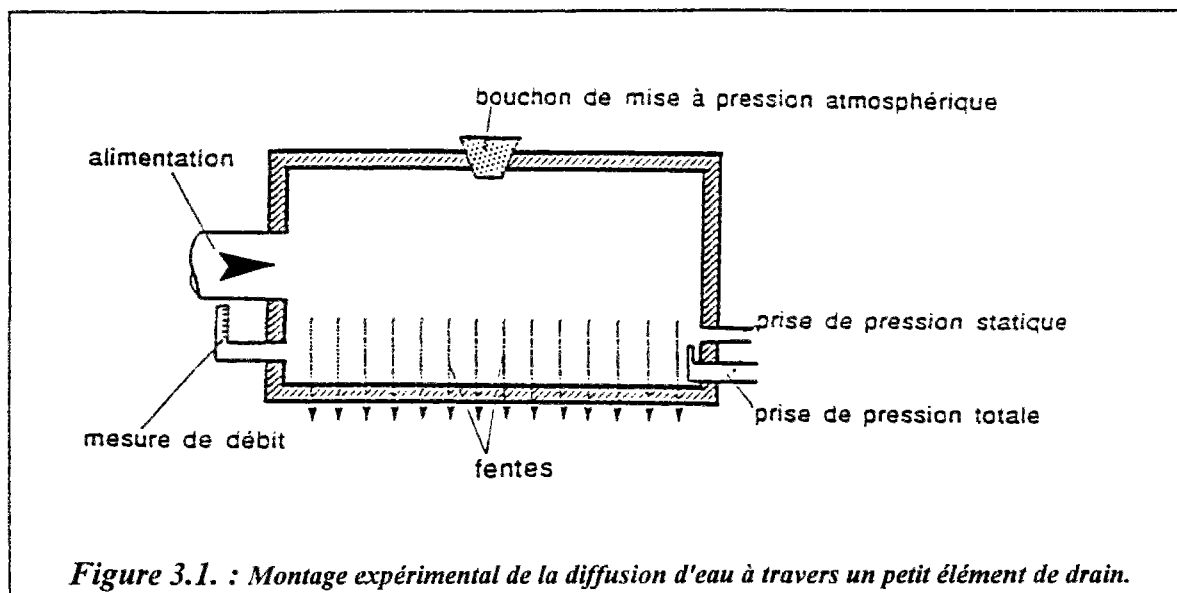
Trois types de drains ont été expérimentés:

↳ des drains annelés en PVC "dur", il s'agit des drains HEGLER de type SIROWELL, à cunette plate, particulièrement adaptés au drainage routier, de 18 cm de long et de diamètres nominaux : 80, 100, 150, 200, 250 et 300 mm. Les fentes de ces drains sont rectangulaires et

dont la largeur varie de 0,8 à 1,4 mm. La surface d'entrée d'eau et/ou de diffusion varie de 50 à 100 cm<sup>2</sup>/m;

↳ des drains lisses en amiante ciment, il s'agit des drains ETERNIT de type ETERDRAIN de diamètres nominaux 150 et 200 mm. La longueur des échantillons testés est d'environ 13 cm contenant deux rangées de fentes assez larges (2,5 mm) avec une surface captante et/ou diffusante de 30 à 35 cm<sup>2</sup>/m;

↳ des drains agricoles WAVIN de diamètre 80 mm et de longueur 20 cm, munis des fentes rectangulaires, réparties sur tout le diamètre du drain, avec une surface captante et/ou de diffusion de 30 cm<sup>2</sup>/m.

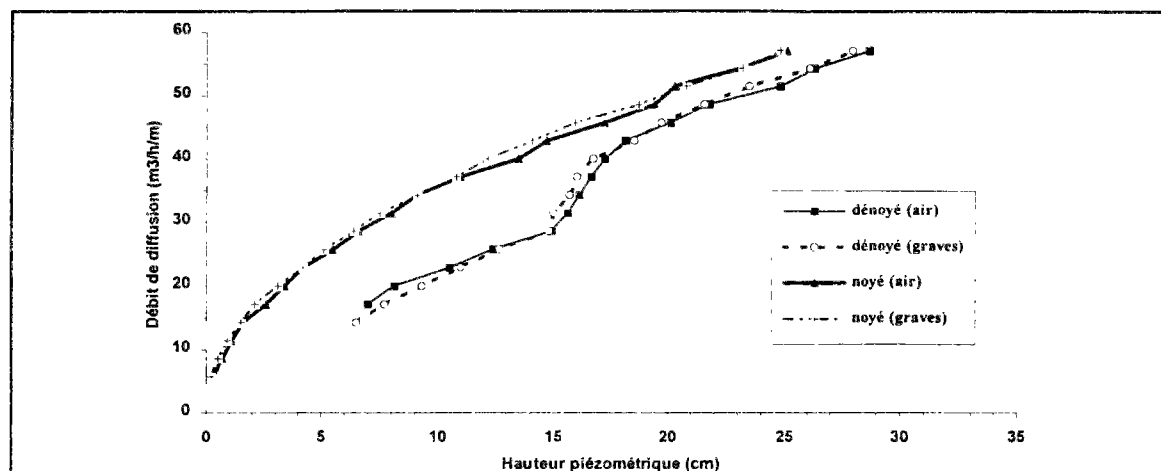


Pour tester l'influence d'un milieu poreux très ouvert et très perméable sur la diffusion d'eau à travers les fentes des drains, ces derniers ont été placés dans une cuve contenant des matériaux concassés (graves de granularité 10/80) de masse volumique 1441 kg/m<sup>3</sup>. La porosité à sec de ce milieu poreux est de l'ordre de 46 % et celle des graves mouillées est de 44 %. La perméabilité à saturation de ces matériaux a été estimée en moyenne à 1 m/s avec un écart type de l'ordre de 15% (PINEAU, 1988).

### 3.2.1.2. Diffusion d'eau par des drains placés en milieu poreux très perméable

Il est apparu que la présence de matériaux très ouverts et très perméables (de granularité 10/80), utilisés dans la construction de la partie réservoir des structures poreuses, modifie peu les conditions d'écoulement par rapport à la situation où les drains sont placés à l'air libre, que celui-ci soit en écoulement noyé ou dénoyé (figure 3.2 et figures A.3.1 à A.3.5 en annexe 3). En effet, l'extrême similitude entre les courbes représentatives des débits de diffusion en fonction de la charge piézométrique, pour les drains placés à l'air libre et celles des drains placés dans des graves de granularité 10/80, permettent de constater que les pertes

de charge locales, dues à la présence du milieu poreux très ouvert autour des fentes du drain sont négligeables devant les pertes de charge mises en oeuvre à travers les fentes.



**Figure 3.2. : Débit diffusé par un élément de drain de type SIROWELL de diamètre 200 mm (placé à l'air libre ou dans des graves 10/80) en fonction de la hauteur piézométrique.**

### 3.2.1.3. Loi de débit de diffusion à travers les fentes des drains

Le débit diffusé par unité de longueur de drain  $q_{dif}$  (cf. figure 3.2) a pu être exprimé selon des formules semblables aux lois régissant les écoulements à travers les orifices (DUCHENE et Mc BEAN, 1992; BURGESS et al., 1993; RAIMBAULT, 1993b; DAKHALOUI et al., 1995a; DAKHALOUI et al., 1995b) :

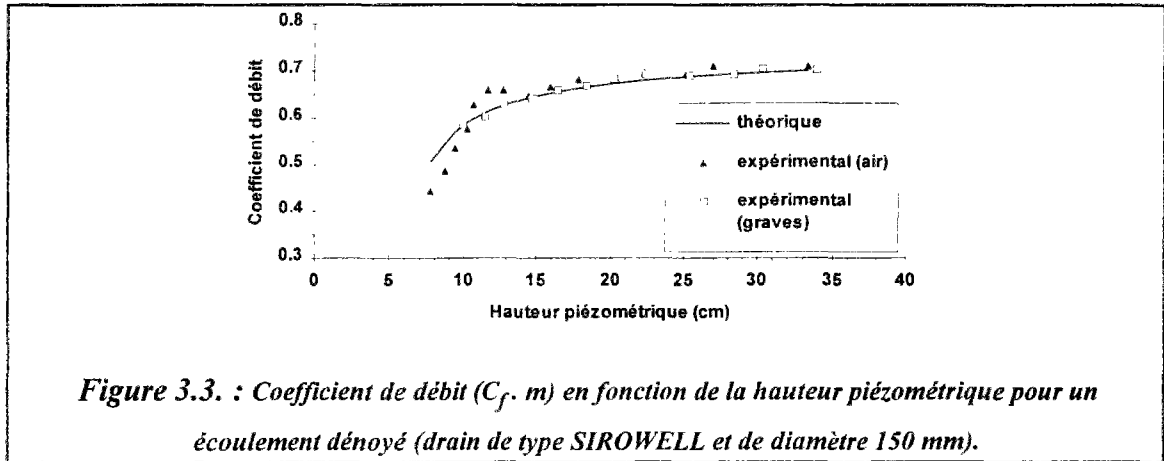
#### 3.2.1.3.1. Ecoulement dénoyé :

$$q_{dif} = C_f(h) m S_{dif} \sqrt{2gh} \quad (3.1)$$

avec,  $h$  : hauteur piézométrique à l'intérieur du drain par rapport au radier du drain, [L],  
 $C_f(h)$  : une fonction dépendant de la géométrie du drain et de la répartition des fentes, appelée aussi coefficient de forme (cf. § 3.3),  
 $m$  : coefficient semblable à un coefficient de contraction,  
 $S_{dif}$  : section des fentes par unité de longueur de drain, [L<sup>2</sup>/L],  
 $g$  : accélération de la pesanteur, [L.T<sup>-2</sup>].

La connaissance du coefficient  $m$  permet de calculer un coefficient de débit [ $C_d(h) = C_f(h).m$ ], qui est fonction de la hauteur piézométrique  $h$  pour l'écoulement dénoyé. Les coefficients de débit expérimentaux ont été évalués en divisant le débit de diffusion expérimental par l'expression:  $S_{dif} \sqrt{2gh_{mesuré}}$ . Les coefficients de débit théoriques ( $C_f.m$ ) s'accordent bien aux

coefficients de débit expérimentaux pour les drains placés à l'air libre ou dans un milieu poreux très ouvert (cf. figure 3.3 et figures A.3.6 à A.3.10 en annexe 3).



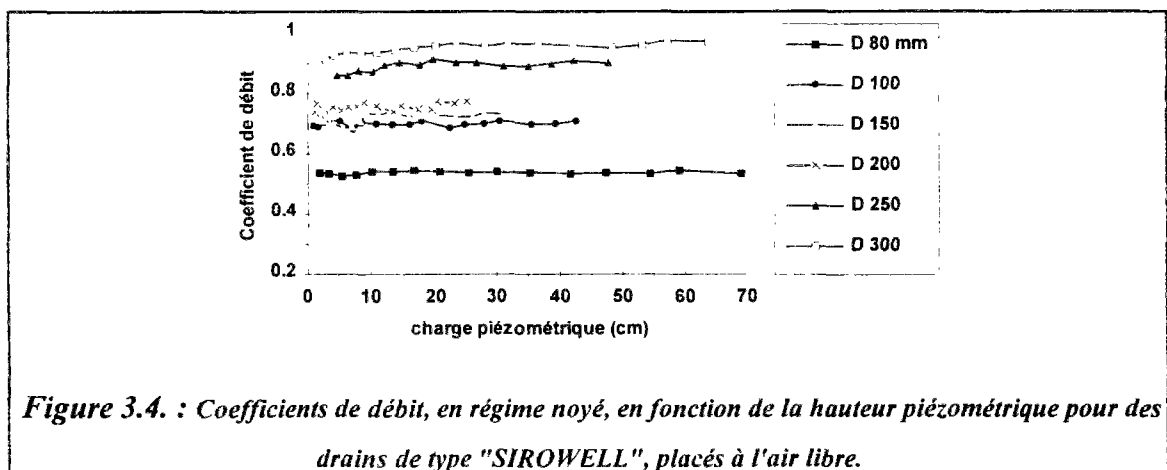
#### 3.2.1.3.2. Ecoulement noyé :

Les niveaux d'eau à l'intérieur et à l'extérieur du drain sont plus élevés que celui des fentes supérieures.

$$q_{\text{dif}} = C_d S_{\text{dif}} \sqrt{2g(h - h_{\text{ext}})} \quad (3.2)$$

où  $(h - h_{\text{ext}})$  est la différence de charge piézométrique entre l'intérieur et l'extérieur du drain, [L],  
 $C_d$  est un coefficient de débit, [ ].

Les coefficients de débit expérimentaux ont été évalués en divisant les débits de diffusion expérimentaux par l'expression:  $S_{\text{dif}} \sqrt{2g(h_{\text{mesuré}} - h_{\text{ext}})}$ , en régime noyé, pour les drains placés à l'air libre ou dans un milieu poreux (cf. figure 3.4 et figures A.3.11 à A.3.14 en annexe 3).



Les valeurs du coefficient  $m$ , obtenues en divisant les débits de diffusion mesurés par l'expression  $(C_f(h) S_{dif} \sqrt{2gh})$  en régime dénoyé, et du coefficient de débit  $C_d$ , en régime noyé, sont très voisines comme le montre le tableau ci-dessous obtenu pour une série de drains (RAIMBAULT, 1993b; DAKHALOUI et al., 1995a; DAKHLAUI et al., 1995b).

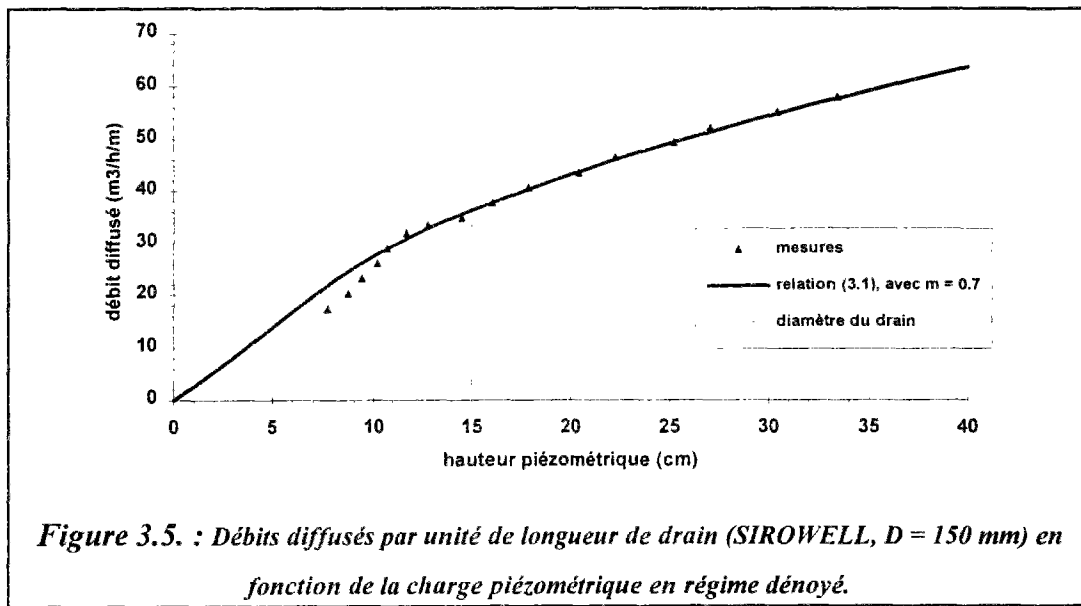
| Diamètre de drain | 80   | 100  | 150  | 200  | 250  | 300  |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|
| $m$               | 0,54 | 0,68 | 0,70 | 0,75 | 0,87 | 0,97 |
| $C_d$             | 0,54 | 0,70 | 0,72 | 0,75 | 0,89 | 0,95 |

En effet, les traitements statistiques indiquent un écart type faible qui permet de considérer comme constants les coefficients de débit en régime noyé (cf. Tableau A.3.1 en annexe 3).

L'étude des fondements théoriques des lois de débit de diffusion, en écoulement dénoyé ou noyé, sera explicitée dans l'approche par modélisation (cf. § 3.3).

#### 3.2.1.4. Conclusion

Cette étude expérimentale a permis de constater que la présence d'un milieu poreux très ouvert et très perméable (gravier de granularité 10/80) modifie peu les conditions de diffusion d'eau à travers les fentes des drains, que ce soit en régime noyé ou dénoyé. Elle a permis également de valider la loi de débit de diffusion  $q_{dif}$  à travers les fentes des drains routiers "HEGLER" et agricoles "WAVIN". Ceci a conduit à une loi classique de vidange à travers les orifices:  $q_{dif} = C_d(h) S_{dif} \sqrt{2g(h - h_{ext})}$ , pour l'écoulement à surface libre ainsi que pour l'écoulement en charge (cf. figure 3.5). En régime dénoyé, le coefficient de débit est fonction de la charge piézométrique et de la répartition géométrique des fentes [ $C_d(h) = m.C_f(h)$ ] et la surface de diffusion utile ou réelle est donnée par l'expression ( $S = C_f(h) S_{dif}$ ). En régime noyé, le coefficient de débit est constant et est proche du coefficient de contraction. Cependant, les drains ETERNIT qui présentent des fentes de forme géométrique particulière (très larges) répondent moins bien à cette loi de débit de diffusion.



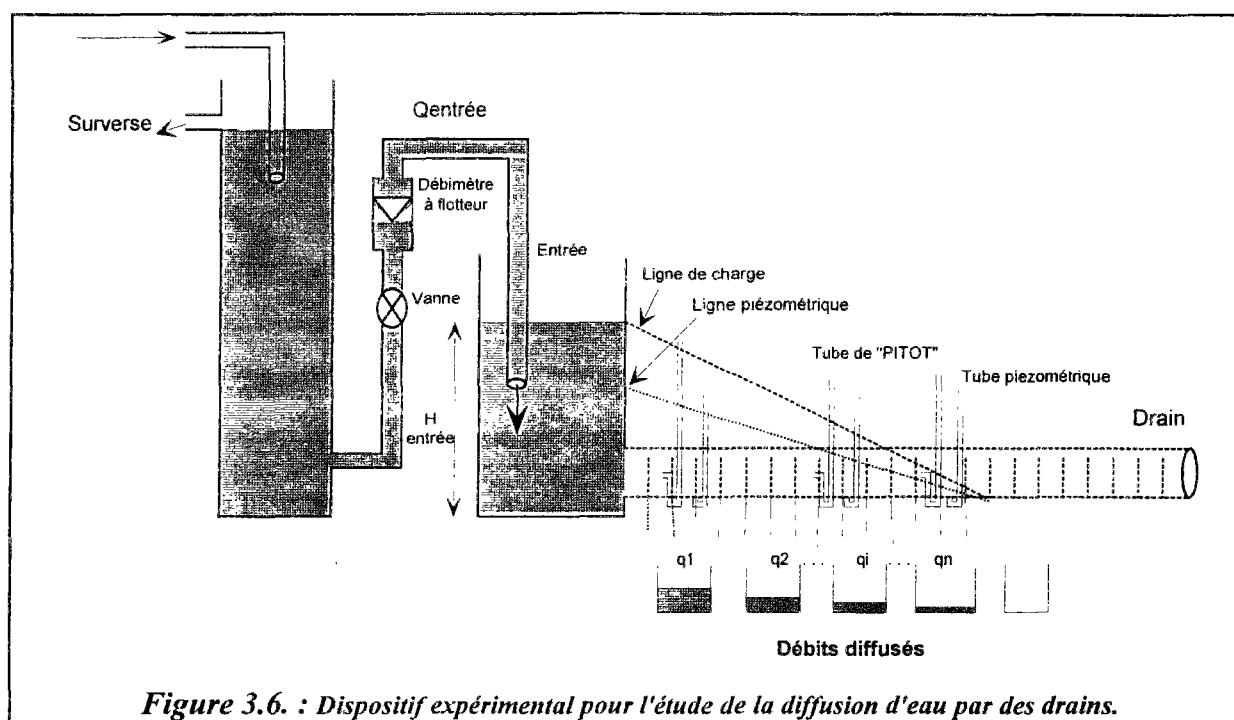
### 3.2.2. Etude expérimentale de la diffusion d'eau par des drains suffisamment longs alimentés par une extrémité

L'objectif de cette étude expérimentale est double. Dans un premier temps, il s'agit d'étudier la loi de débit de diffusion à travers les orifices des drains suffisamment longs se rapprochant plus des conditions réelles d'injection d'eau dans les structures réservoirs. Dans un deuxième temps, il s'agit d'acquérir des données expérimentales pour valider le modèle mathématique HYDRODIF (cf. § 3.3), en vue de la simulation des écoulements permanents dans les drains de diffusion d'eau. L'appellation "drains suffisamment longs" signifie que les écoulements dans les drains de diffusion d'eau ne sont pas influencés par des obstacles aval (gravier, etc.). Dans ce cas, la longueur d'écoulement correspond à la distance sur laquelle il y a diffusion d'eau (hauteur d'eau nulle à l'aval).

#### 3.2.2.1. Dispositif expérimental et méthodologie

Les essais décrits ci-dessus ayant montré que la présence de granulats 10/80 autour du drain ne modifiait pas les conditions de diffusion, cette étude expérimentale a été conduite sans matériau autour du drain. Le matériel d'essai est constitué d'un dispositif d'alimentation en eau, permettant de maintenir un régime d'écoulement permanent, raccordé au drain à travers un bac jouant le rôle des regards placés à l'amont des dispositifs de diffusion d'eau installés dans les structures réservoirs. Un ou plusieurs débitmètres en parallèle permettent de contrôler le débit injecté et la charge hydraulique amont est mesurée dans le bac (cf. figure 3.6 et photos 3.1 et 3.2). Des prises de pression ont été installées le long du drain pour mesurer les hauteurs piézométriques. Les débits diffusés le long du drain ont été mesurés en chronométrant le temps de remplissage de différents bacs placés sous celui-ci. Les essais ont donc été réalisés en régime dénoyé et les drains ont été placés de façon à avoir les fentes

dirigées vers le bas pour faciliter la diffusion d'eau (dans ce cas, le drain joue le rôle inverse du drainage). Plusieurs drains ont été testés, des drains routiers (HEGLER) de type SIROWELL (diamètres nominaux 100 mm et 150 mm) et des tubes crépinés "CREPINOR", de faible diamètre (D 40 mm et D 50 mm). Pour chaque drain testé, plusieurs charges hydrauliques amont ont été imposées et deux pentes ont été étudiées: 0 % et 1,8 %.



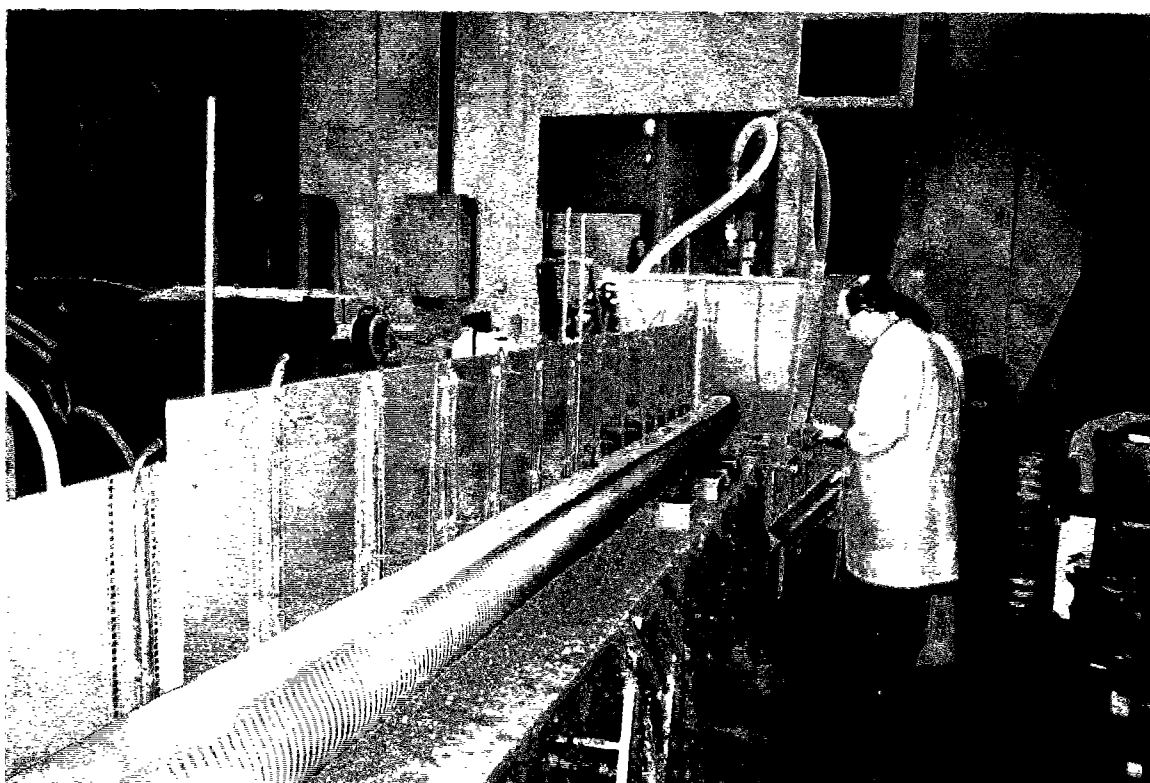
**Figure 3.6. : Dispositif expérimental pour l'étude de la diffusion d'eau par des drains.**

$H_{\text{entrée}}$  et  $Q_{\text{entrée}}$  (cf. figure 3.6) désignent respectivement la hauteur et le débit d'eau mesurés à l'entrée (amont) du drain.

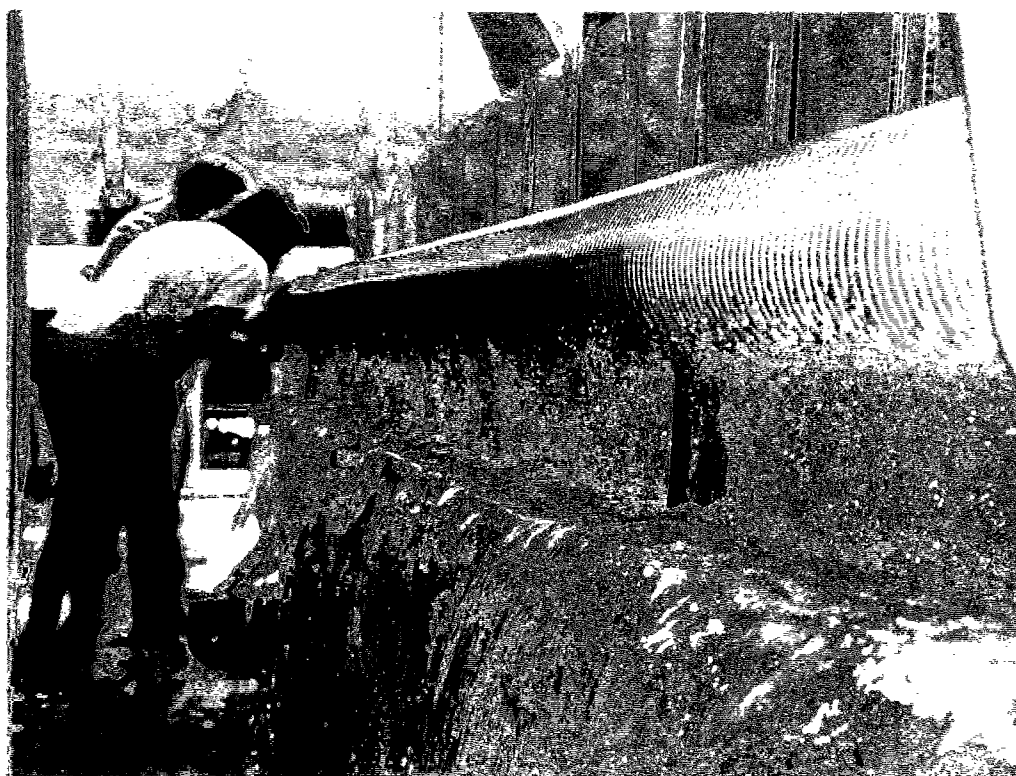
La mesure, en plusieurs points le long du drain, des débits de diffusion, des hauteurs piézométriques et des charges hydrauliques totales à l'aide de ce dispositif expérimental, a permis d'apprécier la loi de débit de diffusion à travers les fentes du drain. Ceci a permis également d'étudier la répartition des débits, des pressions et des vitesses le long des drains d'injection d'eau.

L'erreur commise sur la mesure des hauteurs piézométriques ou des charges hydrauliques est de l'ordre de 5 mm. Pour la mesure des débits de diffusion, les erreurs proviennent essentiellement du chronométrage du temps de remplissage des bacs de volume 1,7 litres (précision de l'ordre de 0,5 seconde).





*Photo 3.1 : Vue de l'ensemble du dispositif expérimental de diffusion d'eau par des drains*

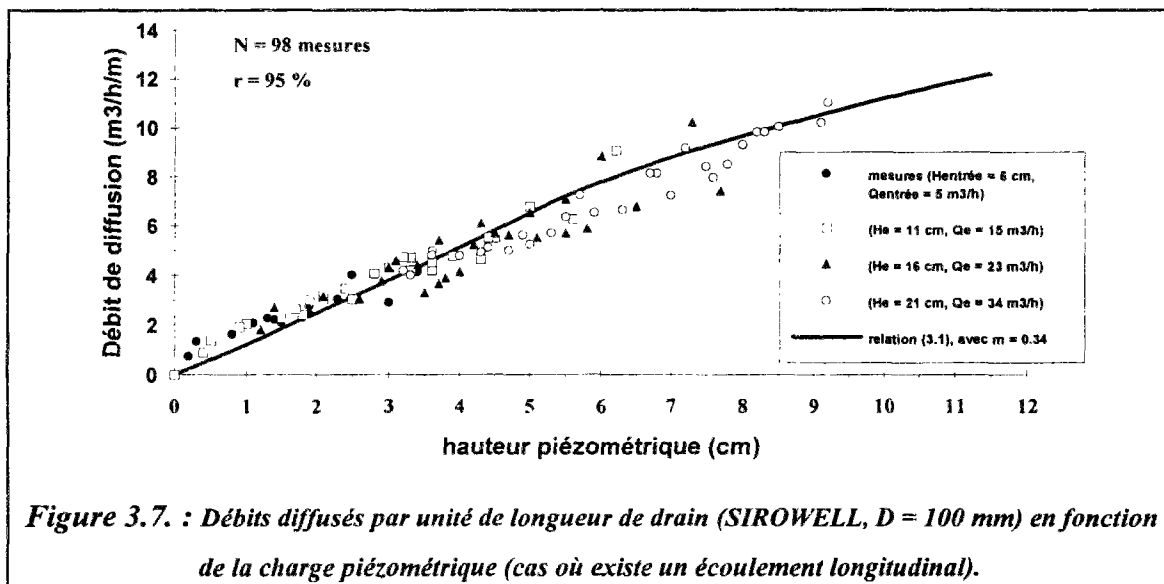


*Photo 3.2. : Mesures des débits de diffusion*

### 3.2.2.2. Loi de débit de diffusion en écoulement longitudinal

Les débits diffusés par unité de longueur de drain, en régime dénoyé, peuvent être exprimés en fonction de la hauteur piézométrique par une expression du même type que la relation (3.1),  $[q_{\text{dif}} = C_r(h) m S_{\text{dif}} \sqrt{2gh}]$ . Mais, le coefficient  $m$  dit "de contraction" est alors plus faible que dans le cas précédant (§ 3.2.1) où les petits éléments de drains sont fermés aux deux extrémités. Cette différence semble due au fait que dans le cas des drains suffisamment longs, la composante longitudinale de l'écoulement est importante et que la plupart des filets liquides ne sont pas dirigés verticalement vers les fentes des drains.

La figure (3.7) et les figures (A.4.1) à (A.4.3) en annexe 4 présentent la loi de débit de diffusion (3.1) ajustée sur les résultats expérimentaux. Une approche statistique (régressions multiples non linéaires), basée sur la méthode des moindres carrés a été utilisée pour estimer les coefficients de contraction  $m$ . Pour le drain routier SIROWELL de diamètre 100 mm (cf. figure 3.7), le coefficient de contraction  $m$  optimal est de 0,34 avec une part de variance expliquée ( $r^2$ ) de 90 % (coefficient de corrélation  $r$  de 95 %). Pour le drain 150 mm (cf. figure A.4.1), le coefficient de contraction est de 0,5 avec une part de variance expliquée ( $r^2$ ) de 80 % (coefficient de corrélation  $r$  de 89 %).



Pour les tubes crépinés "CREPINOR", de faibles diamètres et dont les fentes sont réparties sur tout le périmètre du drain, les débits expérimentaux sont assez bien ajustés à la loi de débit (3.1) dans la partie où l'écoulement est à surface libre, mais non dans la partie où il est en charge (cf. figures A.4.2 et A.4.3 en annexe 4). Cela semble être dû à la forme particulière des tubes crépinés, qui provoque une contraction de la section d'écoulement due à l'aspiration d'air. Pour le drain de diamètre 50 mm, le coefficient de contraction  $m$  optimal est de 0,3 avec une part de variance expliquée ( $r^2$ ) de 69 % (coefficient de corrélation  $r$  de 83 %).

Pour le drain 40 mm, le coefficient de contraction est de 0,2 avec une part de variance expliquée ( $r^2$ ) de 61 % (coefficient de corrélation de 78 %).

Cette étude de diffusion d'eau par des drains a permis de constater que les débits de diffusion augmentent en fonction de la charge piézométrique, plus rapidement dans la partie poreuse du drain (partie où se trouve les fentes) que dans la partie sans fentes. En effet, les courbes expérimentales ou théoriques représentatives des débits de diffusion en fonction de la charge piézométrique indiquent un changement de pente au niveau de la limite supérieure des fentes (cf. figure 3.7).

L'introduction d'un deuxième paramètre  $\alpha$  pour mieux évaluer le débit de diffusion et notamment dans la partie d'écoulement en charge, en tenant compte d'une partie de l'énergie cinétique ( $\frac{V^2}{2g}$ ) ou de la vitesse d'écoulement selon l'expression:  $q_{dif} = m C_f(h) S_{dif} \sqrt{2g(h + \alpha \frac{V^2}{2g})}$  n'améliore pas l'évaluation des débits de diffusion. En effet, le paramètre  $\alpha$  est très faible (d'environ 0.06) et les parts de variance expliquées ne sont pas améliorées par rapport à l'expression (3.1).

En conclusion, les débits de diffusion dépendent essentiellement de la charge piézométrique. Pour la suite de l'étude de diffusion d'eau par des drains, la loi de débit de diffusion (3.1), fonction des hauteurs piézométriques, sera adoptée.

### 3.2.2.3. Répartition longitudinale des débits

Il s'agit de la répartition longitudinale des débits de diffusion  $q_{dif}(x)$  et des débits d'écoulement transitant à travers les différentes sections d'écoulement  $Q(x)$ . La répartition des débits sera étudiée plus en détail dans la partie validation du modèle HYDRODIF (cf. § 3.4.3).

#### 3.2.2.3.1. Répartition longitudinale des débits de diffusion

La figure 3.8 et les figures A.4.4 à A.4.7 (cf. annexe 4) présentent la répartition des débits de diffusion mesurés le long des drains  $q_{dif}(x)$ . D'une manière générale, les débits de diffusion sont décroissants de l'amont vers l'aval. Les débits diffusés par unité de longueur de drain dépendent essentiellement des hauteurs piézométriques et par conséquent de la hauteur d'eau (ou de la charge hydraulique) imposée à l'amont du drain. En effet, pour un drain donné, et au fur et à mesure que cette charge hydraulique augmente, les débits diffusés deviennent de plus en plus importants.

L'intégration des débits de diffusion sur toute la longueur d'écoulement permet de vérifier l'équation de continuité, traduisant le principe de conservation de la masse, et de retrouver le débit total imposé à l'amont du drain.

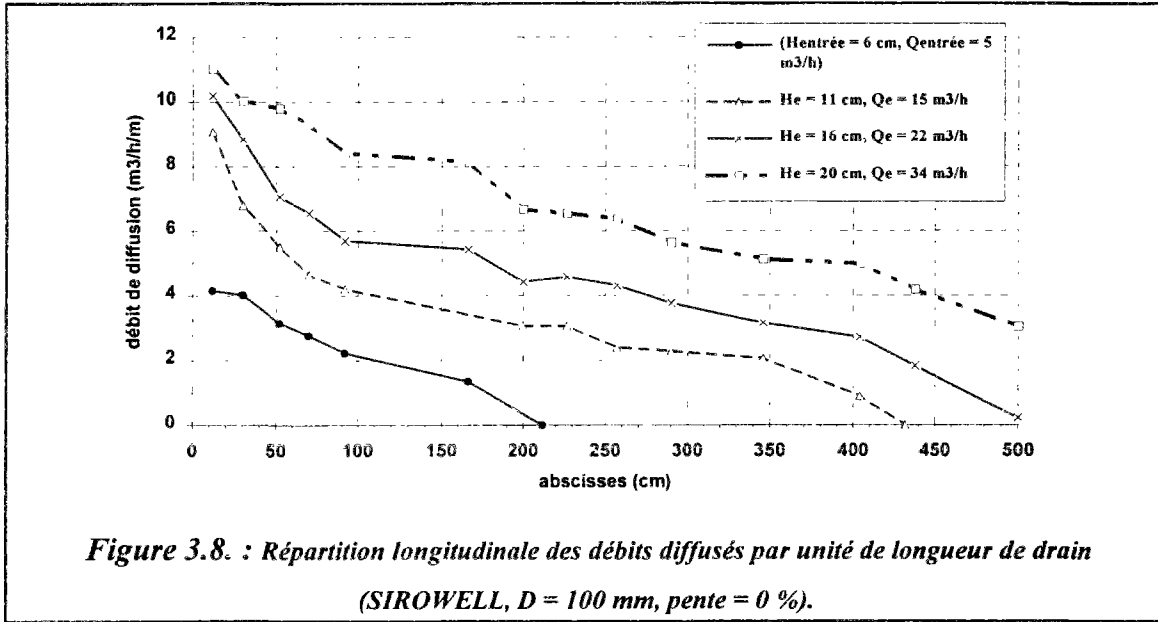
$$Q_{entrée} = \int_0^{L_{écoul}} q_{dif}(x) dx + Q_{aval} \quad \text{ou} \quad Q_{entrée} = \sum_i q_i \Delta x_i + Q_{aval} \quad (3.3)$$

avec,

$Q_{aval}$  : débit éventuel à la sortie aval du drain,  $[L^3T^{-1}]$ ,

$L_{écoul}$  : longueur d'écoulement,  $[L]$ ,

$q_i$  : débit de diffusion moyen sur l'intervalle  $\Delta x_i$ ,  $[L^2T^{-1}]$ .



### 3.2.2.3.2. Répartition longitudinale des débits d'écoulement

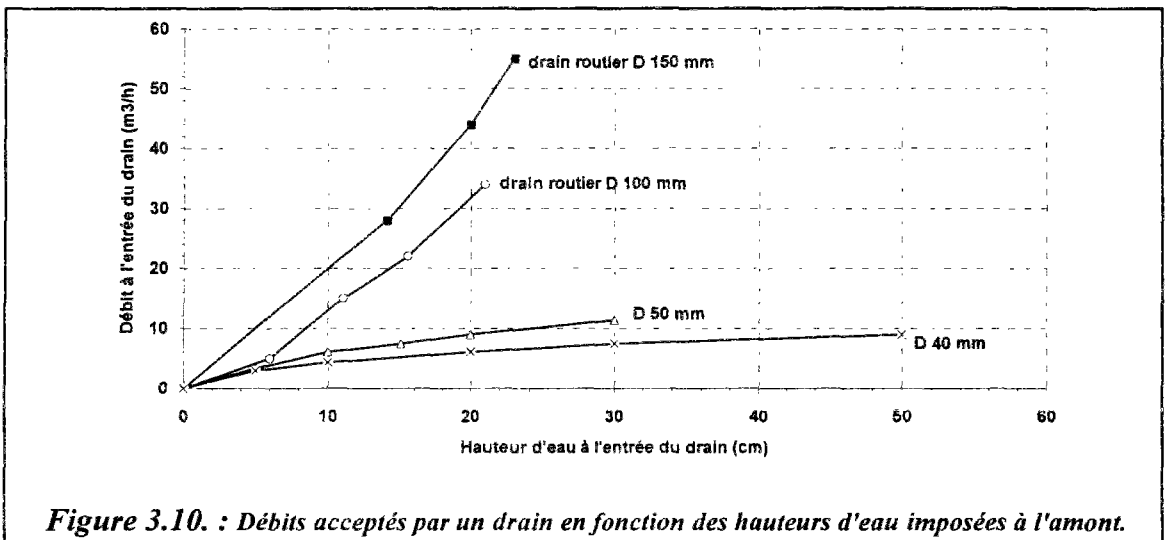
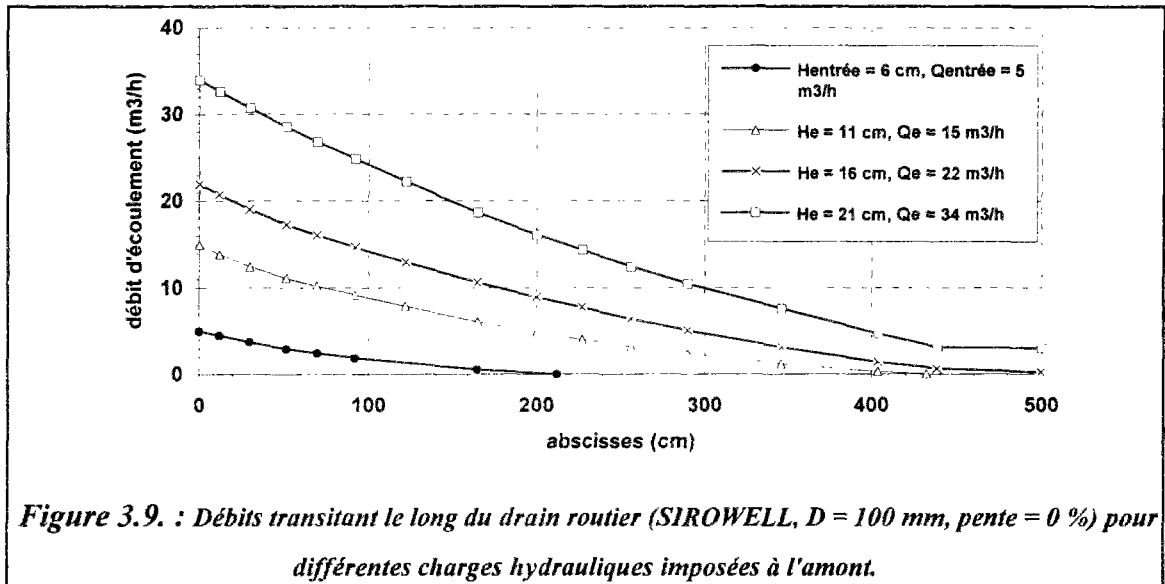
Pour toutes les expérimentations de diffusion d'eau réalisées, le débit d'écoulement n'a été mesuré qu'à l'amont du dispositif expérimental. Les mesures des débits diffusés le long du drain ont permis d'évaluer les débits ou les flux transversaux transitant à travers les différentes sections d'écoulement à partir de l'expression suivante :

$$Q_{i+1} = Q_i + \left( \frac{q_{dif i} + q_{dif i+1}}{2} \right) (x_{i+1} - x_i) \quad (3.4)$$

où  $Q_i$  et  $q_{dif i}$  désignent respectivement le débit d'écoulement et le débit de diffusion à l'abscisse  $x_i$

Tous les essais de diffusion d'eau réalisés avec des drains suffisamment longs alimentés par une extrémité montrent que les débits d'écoulement sont décroissants de l'amont vers l'aval (cf. figure 3.9 et figures A.4.8 à A.4.12 en annexe 4). Il s'agit bien d'un écoulement graduellement varié à débit décroissant (diffusion d'eau). Les débits d'écoulement  $Q(x)$  et les longueurs de diffusion ou d'écoulement augmentent en fonction des hauteurs d'eau imposées à l'amont des drains (cf. figures 3.9 et 3.10). Les débits de diffusion  $q_{dif}(x)$  et d'écoulement  $Q(x)$

sont plus faibles ou plus étalés dans l'espace pour les drains en pente. Ceci peut se révéler intéressant, dans certains cas, pour obtenir une bonne répartition spatiale de l'eau dans une chaussée poreuse et ainsi éviter l'inondation ou la stagnation d'eau dans certaines zones (cf. figures A.4.8 à A.4.12 en annexe 4).



#### 3.2.2.4. Répartition des pressions le long des drains

Les mesures des pressions à l'aide des tubes piézométriques et des charges hydrauliques totales à l'aide des tubes de "PITOT" ont permis de représenter la répartition spatiale des pressions le long des drains (cf. figure 3.11). Les vitesses d'écoulement sont déduites à partir de l'expression :  $H_{s\text{ totale}} = h + \frac{v^2}{2g}$

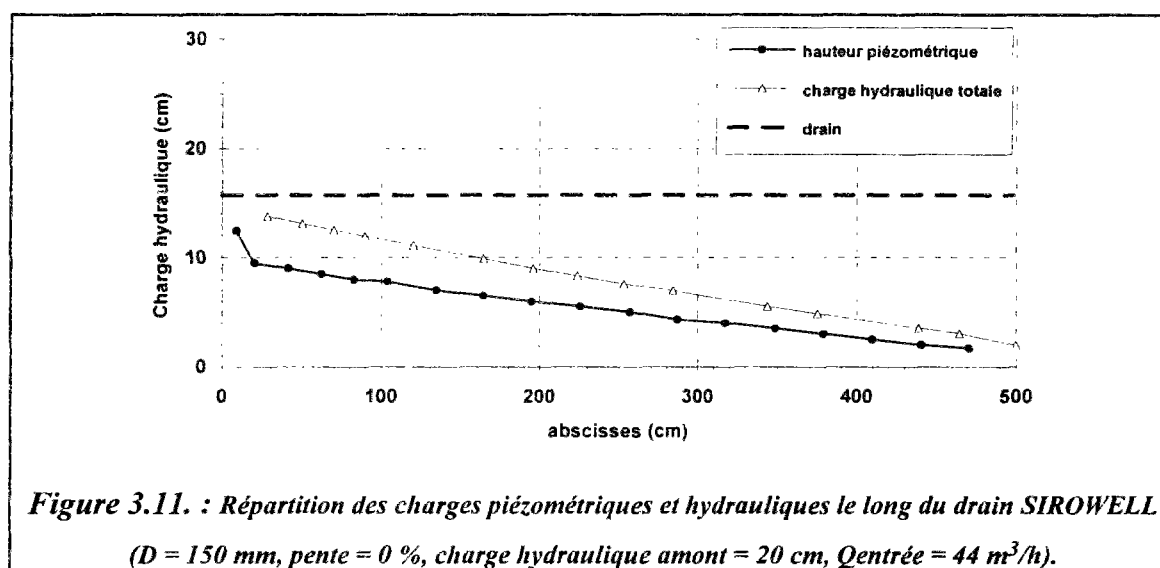
$H_{s\text{ totale}}$  : charge hydraulique totale (énergie spécifique) mesurée par rapport au radier du drain, [L],

$h$  : hauteur piézométrique, [L],

$V$  : vitesse d'écoulement longitudinale [ $L.T^{-1}$ ].

La mesure des hauteurs piézométriques et des débits de diffusion  $q_{\text{difi}}$  à l'abscisse  $x_i$ , permet de calculer ou de vérifier les charges hydrauliques totales  $H_i$  et les vitesses d'écoulement  $V_i$  par l'expression :  $V_i(h) = \frac{Q_i(h)}{S_i(h)}$ .

Les lignes piézométriques et les lignes d'énergie ont une pente négative de l'amont vers l'aval (cf. figures 3.11 et § 3.3), [ $\frac{dh}{dx} < 0$  et  $\frac{dH_{\text{totale}}}{dx} < 0$ ]. Il s'agit bien d'un écoulement graduellement varié à débit décroissant (diffusion d'eau). Pour une même hauteur d'eau imposée à l'amont, l'écoulement ou la diffusion d'eau se produit sur une longueur plus importante pour les drains en pente que pour les drains placés horizontalement. Une partie des pertes de charge par frottements est compensée par cette pente motrice.



Comme pour les débits, la répartition spatiale des pressions le long des drains, a permis également la validation du modèle HYDRODIF simulant la diffusion d'eau par des drains dans les structures réservoirs (cf. § 3.3).

### 3.2.3. Influence de la présence du gravier à la sortie aval d'un drain de longueur limitée

Pour étudier l'influence de la présence du gravier, constituant le corps des structures poreuses, à la sortie aval des drains sur la diffusion d'eau et sur la répartition des pressions et des débits le long de ces drains, des expérimentations ont été réalisées à l'aide du dispositif expérimental décrit au paragraphe 3.2.2.1. L'étude a été réalisée avec du gravier de granularité 10/80 placé à l'extrémité d'un drain de diamètre 150 mm et de 3.25 m de long.

### 3.2.3.1. Loi de débit de diffusion le long d'un drain de longueur limitée

Les débits diffusés par unité de longueur de drain, en régime dénoyé et en présence du gravier à la sortie aval du drain, peuvent être exprimés en fonction de la hauteur piézométrique par la même la relation (3.1), [  $q_{\text{dif}} = C_f(h) m S_{\text{dif}} \sqrt{2gh}$  ]. Mais, le coefficient  $m$  dit "de contraction" est alors plus fort que dans le cas où il n'y a pas de gravier (cf. § 3.2.2). Ce cas est très semblable à la diffusion d'eau par des petits éléments de drains fermés des deux cotés (cf. § 3.2.1). En effet, le gravier situé à la sortie aval du drain constitue un obstacle à l'écoulement longitudinal, ce qui augmente le débit d'eau diffusé à travers les fentes du drain. La figure (3.12) présente la loi de débit de diffusion (3.1) ajustée aux débits de diffusion mesurés. Pour le drain routier "SIROWELL" de diamètre 150 mm, le coefficient de contraction est de 0,7 avec une part de variance expliquée ( $r^2$ ) de 88% (coefficient de corrélation  $r$  de 94%).

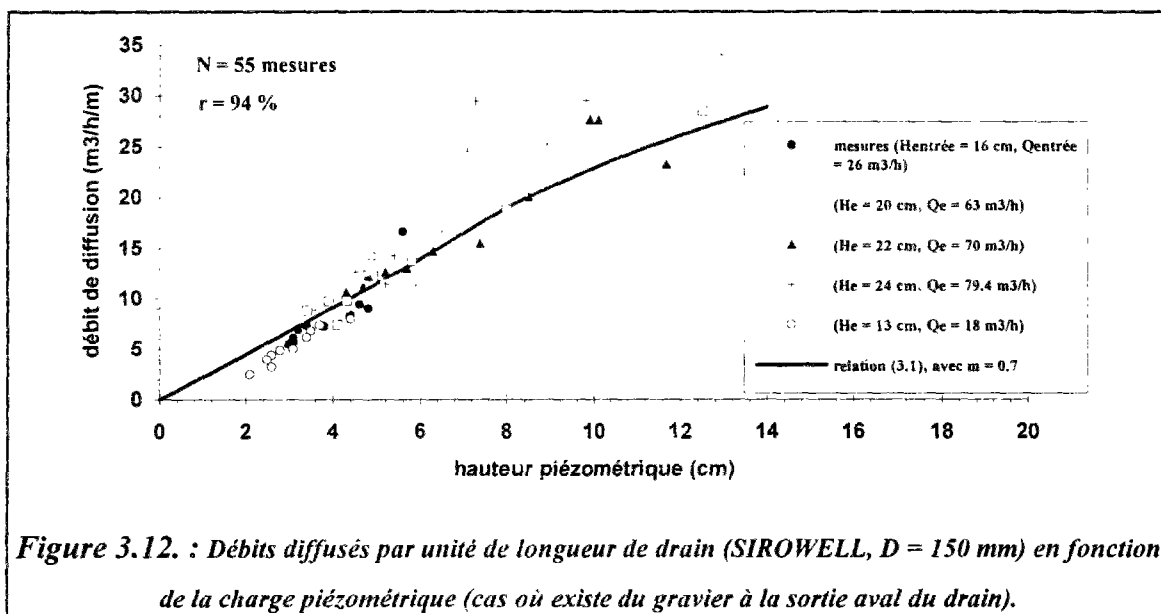


Figure 3.12. : Débits diffusés par unité de longueur de drain (SIROWELL,  $D = 150$  mm) en fonction de la charge piézométrique (cas où existe du gravier à la sortie aval du drain).

### 3.2.3.2. Loi de débit d'écoulement à la sortie aval du drain

L'évaluation du débit d'écoulement à la sortie aval des drains de longueur limitée (hauteur d'eau aval non nulle [ $h_{\text{aval}} \neq 0$ ]) est nécessaire pour leur dimensionnement et pour l'étude de la répartition spatiale des débits et des hauteurs piézométriques le long de ces drains.

L'écoulement à la sortie aval du drain est assimilé à un écoulement à travers un orifice dénoyé. Dans ce cas, le débit transitant à travers la section d'écoulement contractée à la sortie aval du drain (cf. figure 3.13) est obtenue par l'intégration du débit élémentaire sur toute la section d'écoulement:

$$Q_{aval} = 2 C_{d\,aval} \sqrt{2g} \int_0^{h_{aval}} h \sqrt{2R - h} dh \quad (3.5)$$

où  $C_{d\,aval}$  désigne le coefficient de débit aval ( $C_{d\,aval} < 1$ ) dépendant de la contraction de la veine liquide à la sortie aval du drain et de la présence d'un obstacle tel que du gravier ou des granulats constituant les structures poreuses.

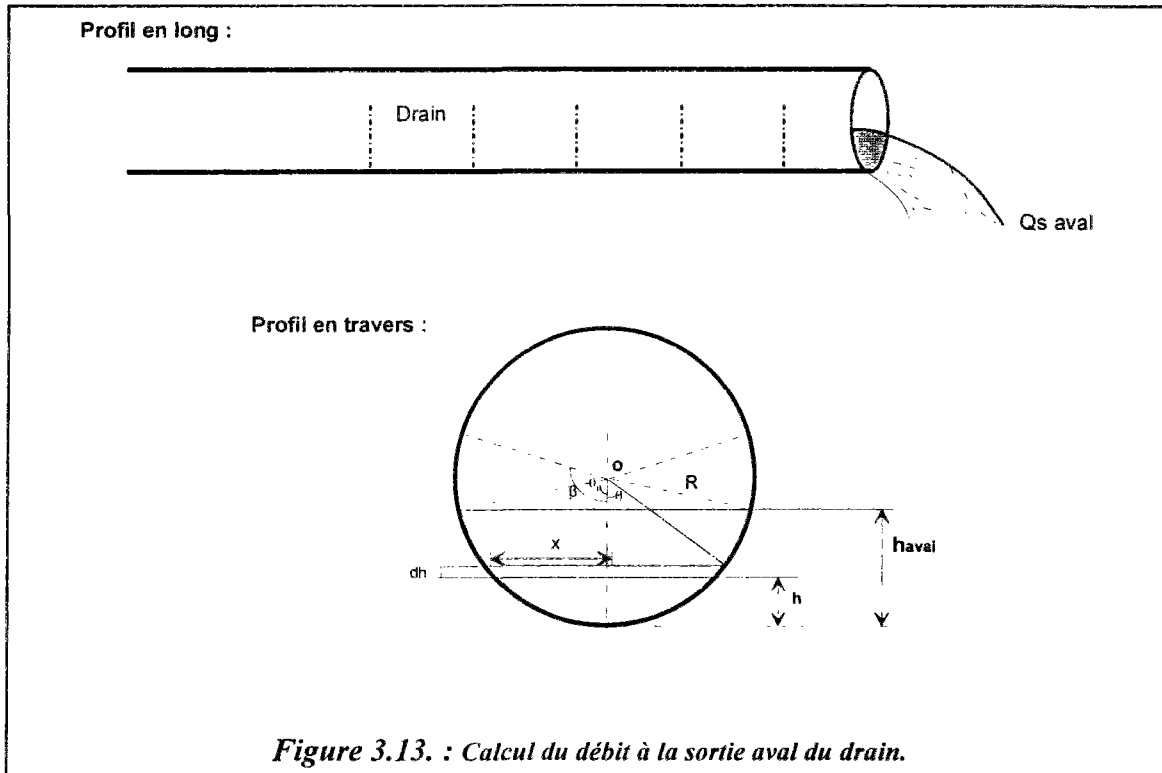


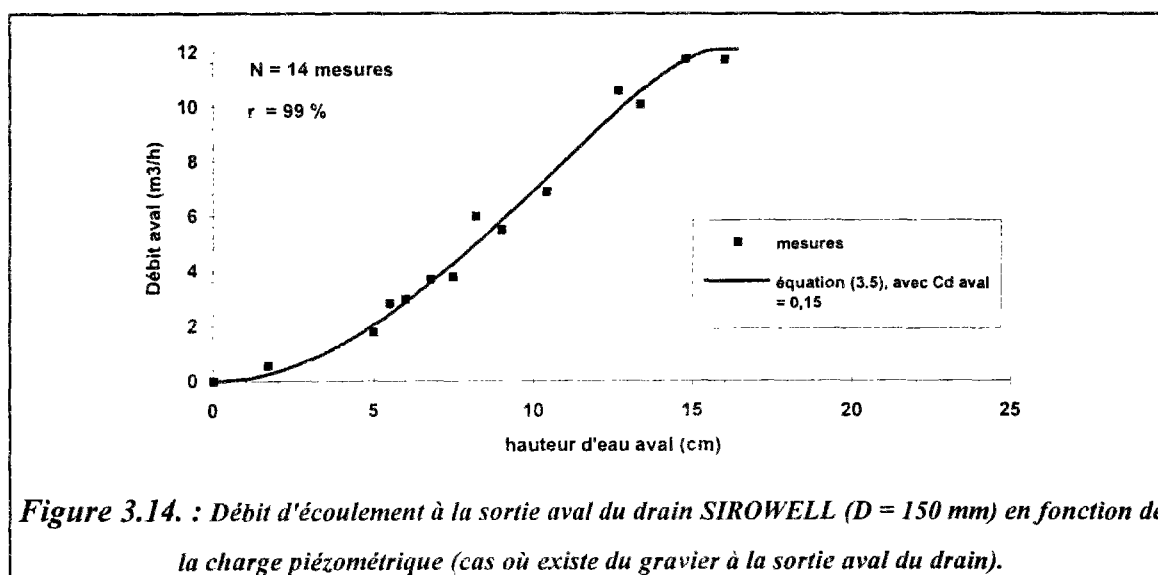
Figure 3.13. : Calcul du débit à la sortie aval du drain.

#### 3.2.3.2.1. Evaluation du coefficient de débit aval

✎ Dans le cas, où il n'y a pas d'obstacles à la sortie aval et pour un calcul approché d'un orifice circulaire en mince paroi, soumis à un écoulement en charge, CARLIER (1972), propose un coefficient de débit aval ( $C_{d\,aval} \cong 0,62$ ).

✎ Dans le cas où il y a un obstacle à la sortie aval du drain, tel que du gravier, le débit d'écoulement et le coefficient de débit ( $C_{d\,aval}$ ) sont plus faibles que dans le cas précédent. En effet, l'ajustement des mesures des débits en fonction des hauteurs d'eau à la sortie aval du drain avec l'expression (3.5) indique un coefficient de débit aval plus faible ( $C_{d\,aval} = 0,15$ ), avec une part de variance expliquée de 98 % (cf. figure 3.14).

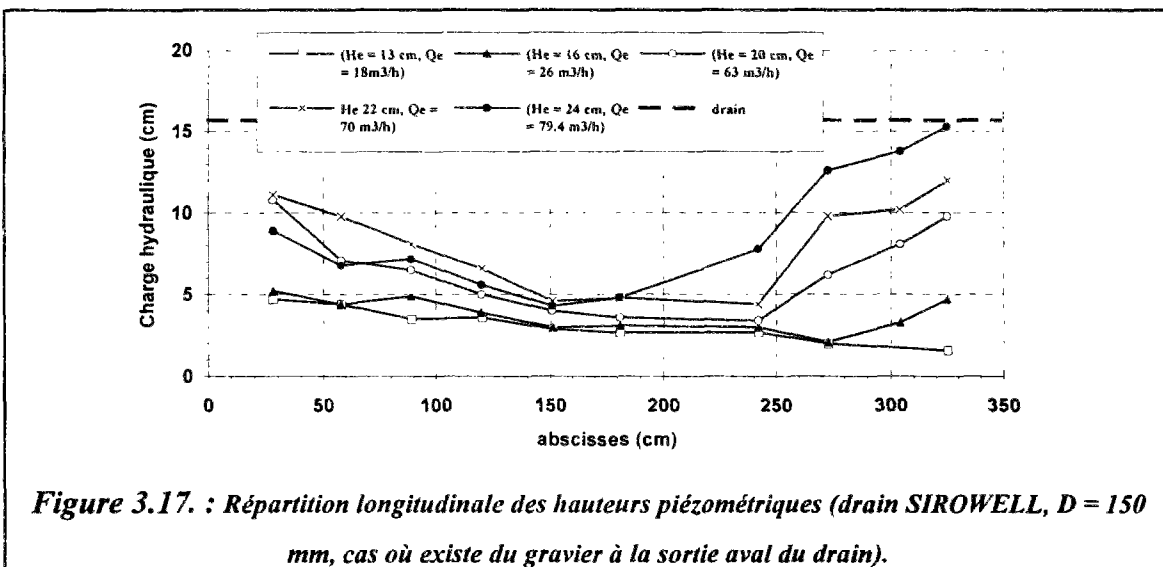
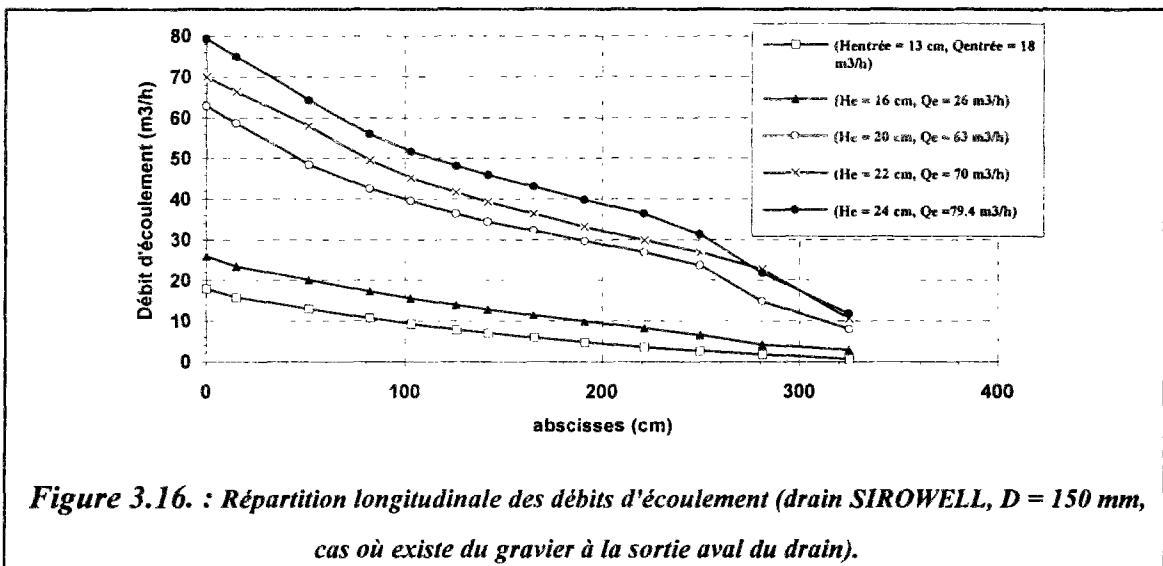
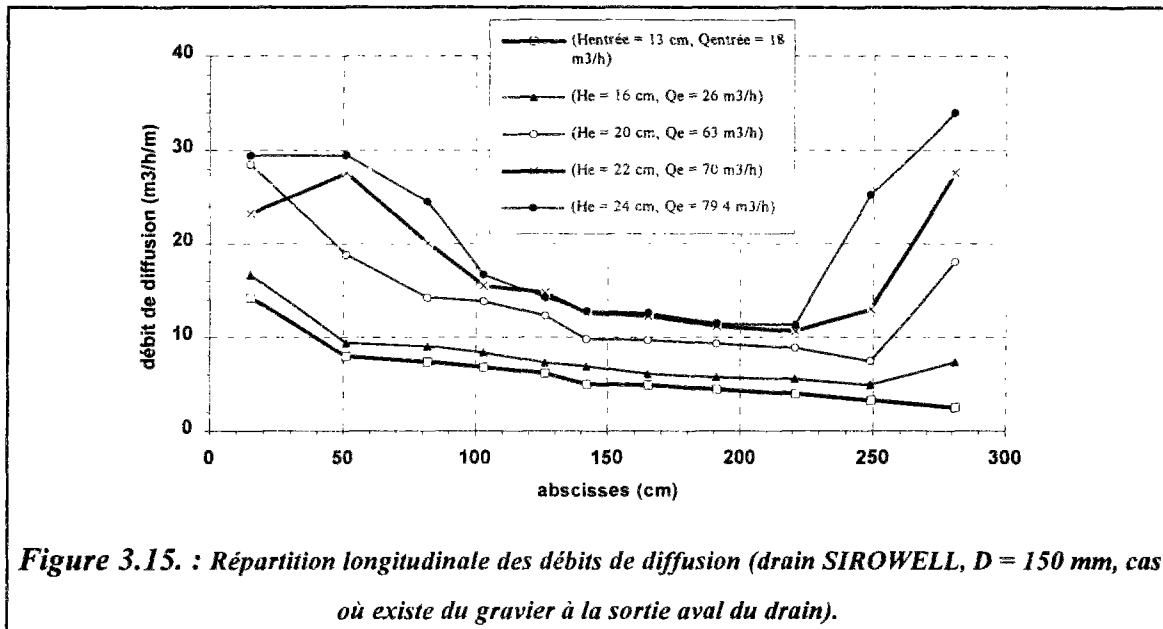




**Figure 3.14. : Débit d'écoulement à la sortie aval du drain SIROWELL ( $D = 150 \text{ mm}$ ) en fonction de la charge piézométrique (cas où existe du gravier à la sortie aval du drain).**

### 3.2.3.3. Répartition des débits et des pressions le long des drains de longueurs limitées

L'influence de la présence du gravier à la sortie aval du drain sur la répartition spatiale des débits de diffusion et d'écoulement (cf. figures 3.15 et 3.16) et des hauteurs piézométriques (cf. figure 3.17) le long du drain, se traduit par une perturbation de l'écoulement semblable à un ressaut hydraulique. Les graviers situés à l'aval du drain jouent le rôle d'un contrôle aval des écoulements. L'analyse de l'allure des profils des lignes piézométriques et le calcul des nombres de Froude indique que dans ce cas, les écoulements passent d'un régime torrentiel à l'amont à un régime fluvial à l'aval, ce qui se traduit en hydraulique à surface libre par la formation d'un ressaut hydraulique et par des perturbations de l'écoulement. Cette influence aval se traduit par l'élévation des hauteurs piézométriques à l'aval du drain (transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle) et par conséquent l'augmentation des débits de diffusion (cf. figures 3.17 et 3.15). L'influence de la présence du gravier à la sortie aval du drain sur la diffusion d'eau n'a été approchée dans cette thèse que de point de vue expérimentale.



### 3.3. MODELISATION MATHÉMATIQUE DE LA DIFFUSION D'EAU PAR DES DRAINS

Les écoulements graduellement et spatialement variés (à débit variable), peuvent être le résultat de l'augmentation ou de la diminution (diffusion d'eau) du débit le long de l'écoulement. La diffusion d'eau provoque des perturbations de l'écoulement dans le drain. Elle entraîne des pertes de charges spécifiques (VEN TE CHOW, 1959). En hydraulique à surface libre, les écoulements à débit variable sont plus complexes que les écoulements classiques à débit constant.

#### 3.3.1. Le modèle HYDRODIF

Pour le développement du modèle HYDRODIF, permettant la simulation de la diffusion d'eau par des drains (écoulement à débit décroissant), ont été adoptées les hypothèses suivantes:

- ✧ l'écoulement est permanent et monodimensionnel, suivant l'axe longitudinal du drain,
- ✧ pour chaque section d'écoulement, la distribution des vitesses est supposée uniforme, la répartition des pressions est supposée hydrostatique.

La modélisation mathématique des écoulements, le long des drains diffusant des eaux pluviales dans les structures réservoirs, est basée sur les principes de conservation de la masse et de l'énergie (cf. § 2.3.2 , chapitre 2).

En se référant au système d'axes de la figure 3.18 et en combinant l'équation de continuité et l'équation dynamique, a été obtenue l'équation différentielle suivante qui caractérise l'écoulement dans un drain diffusant de l'eau, valable en dehors de toute singularité (ressaut hydraulique, etc.) :

$$\frac{dh(x)}{dx} = \frac{I(x) - J(x, h) + \frac{Q(x, h)}{g S^2(x, h)} q_{dif}(x, h)}{1 - F_r^2(x, h)} \quad (3.6)$$

- avec, h : hauteur piézométrique, [L],  
 Q : débit d'écoulement, [L<sup>3</sup>T<sup>-1</sup>],  
 I : pente longitudinale du radier du drain ( $I = -\frac{dz}{dx}$ ), [L/L],  
 q<sub>dif</sub> : débit de diffusion par unité de longueur de drain, [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>],  
 S : section mouillée de l'écoulement, [L<sup>2</sup>],  
 F<sub>r</sub> : nombre de Froude, [ ],  
 J : perte de charge par unité de longueur ( $J = -\frac{dH}{dx}$ ), calculée par la formule empirique de MANNING-STRICKLER, [L/L].

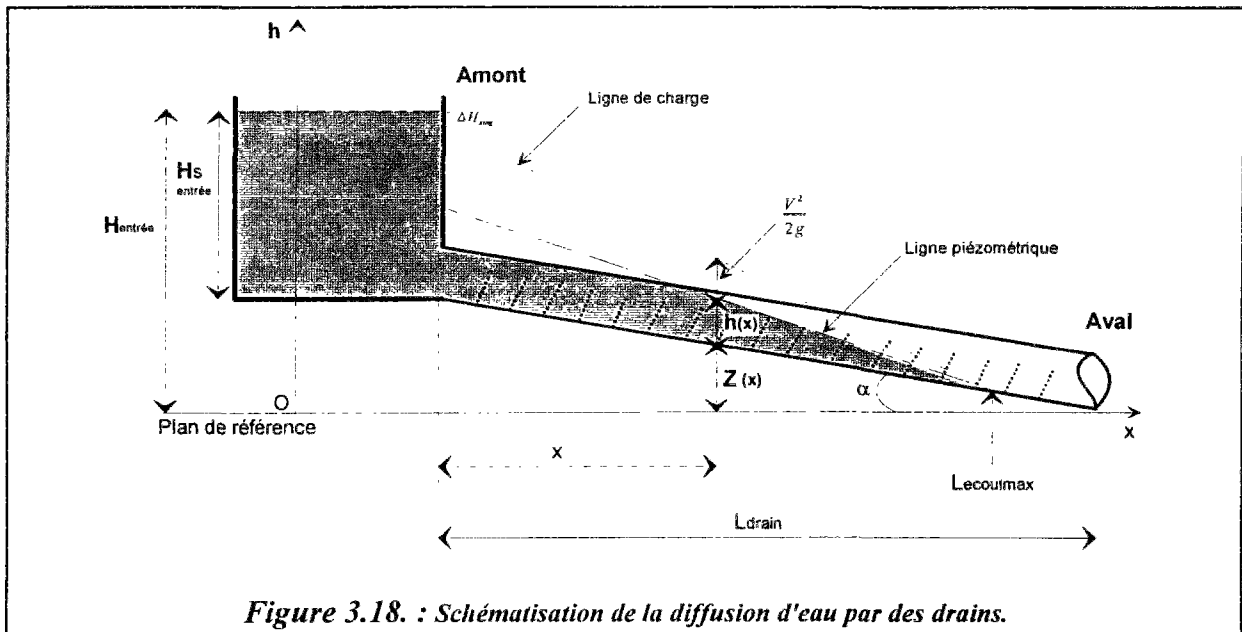


Figure 3.18. : Schématisation de la diffusion d'eau par des drains.

L'équation d'écoulement (3.6) peut être obtenue aussi par l'application du théorème des quantités de mouvement (cf. § 3.4). Le cas particulier de l'écoulement en charge est inclus dans le modèle HYDRODIF (3.6). En effet, dans ce cas, la section mouillée devient constante, le nombre de Froude s'annule et l'équation d'écoulement se simplifie:

$$\frac{dh}{dx} = I(x) - J(x, h) + \frac{V(x, h)}{g S(x, h)} q_{dif}(x, h) \quad (3.7)$$

La modélisation de la diffusion d'eau par des drains nécessite l'évaluation des débits de diffusion  $q_{dif}$  d'eau à travers les fentes du drain.

### 3.3.2. Lois de diffusion d'eau à travers les fentes des drains

Une approche théorique a été adoptée pour la détermination des lois régissant le débit de diffusion à travers les fentes du drain, en régimes noyé et dénoyé. Cette approche a été validée par l'approche expérimentale de la diffusion d'eau par des drains exposée au § 3.2. Deux cas sont à distinguer, notamment pour les drains routiers à cunette plate: fentes du drain dirigées vers le bas ou vers le haut.

#### 3.3.2.1. Fentes du drain dirigées vers le bas

##### 3.3.2.1.1. Régime dénoyé

Deux cas peuvent se présenter en fonction de la position de la hauteur piézométrique par rapport à la limite supérieure des fentes.

1<sup>er</sup> cas : la surface libre de l'eau est en dessous de la limite supérieure des fentes ( $\theta_0 < \beta$ )

Dans ce cas, seulement une partie des fentes du drain participe à la diffusion ou à l'injection d'eau. Soit  $\beta$  le demi-angle d'ouverture des fentes du drain et  $\theta_0$  le demi-angle au centre dépendant du niveau d'eau dans le drain (cf. figure 3.19). Le niveau d'eau dans le drain peut être exprimé en fonction de cet demi-angle au centre  $\theta_0$  selon l'expression suivante:  $h = R (1 - \cos \theta_0)$ , où  $R$  désigne le rayon du drain.

La vitesse de diffusion d'eau à travers la fente  $M$  de cote  $Z_M$  par rapport au radier du drain est donnée par l'expression:  $V_{fente} = V_M = \sqrt{2g(h - z_M)}$ .

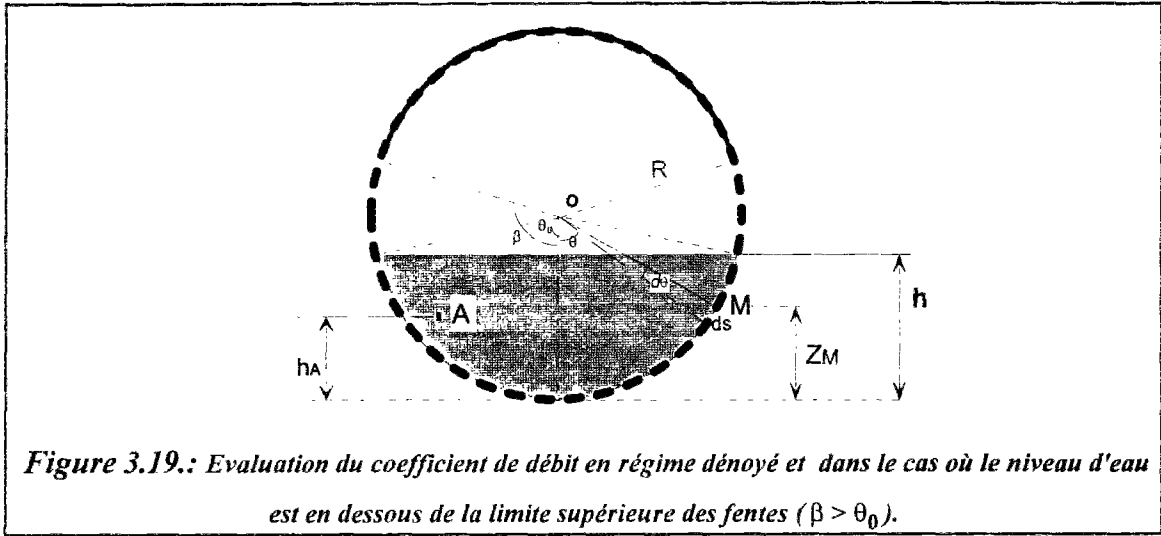


Figure 3.19.: Evaluation du coefficient de débit en régime dénoyé et dans le cas où le niveau d'eau est en dessous de la limite supérieure des fentes ( $\beta > \theta_0$ ).

Le débit élémentaire de diffusion  $dq_f$  à travers un élément de fente de circonférence  $ds_f$  est donné par l'expression:  $dq_f = m ds_f \sqrt{2g(h - z_M)}$ .

avec,

$m$  : coefficient dit "de contraction" du jet d'eau à la sortie des fentes, [ ],

$dS_f$  : périmètre d'un élément de fente,  $dS_f = R.d\theta$ , [L],

$d\theta$  : angle d'ouverture de l'élément de fente,

$z_M = R.(1 - \cos \theta)$ .

Dans ce cas, le débit élémentaire de diffusion  $dq_f$  à travers un élément de fente et de dimension  $[L^2T^{-1}]$ , s'écrit:  $dq_f = m \cdot R \sqrt{1 - \frac{R}{h}(1 - \cos \theta)} d\theta \sqrt{2gh}$ .

L'intégration de ce débit élémentaire de diffusion d'eau sur une unité de longueur de drain permet de retrouver le débit diffusé par mètre de drain:

$$q_{dif} = m S_{dif} \frac{1}{\beta} \int_0^{\theta_0} \sqrt{1 - \frac{R}{h}(1 - \cos \theta)} d\theta \cdot \sqrt{2gh} \quad (3.8)$$

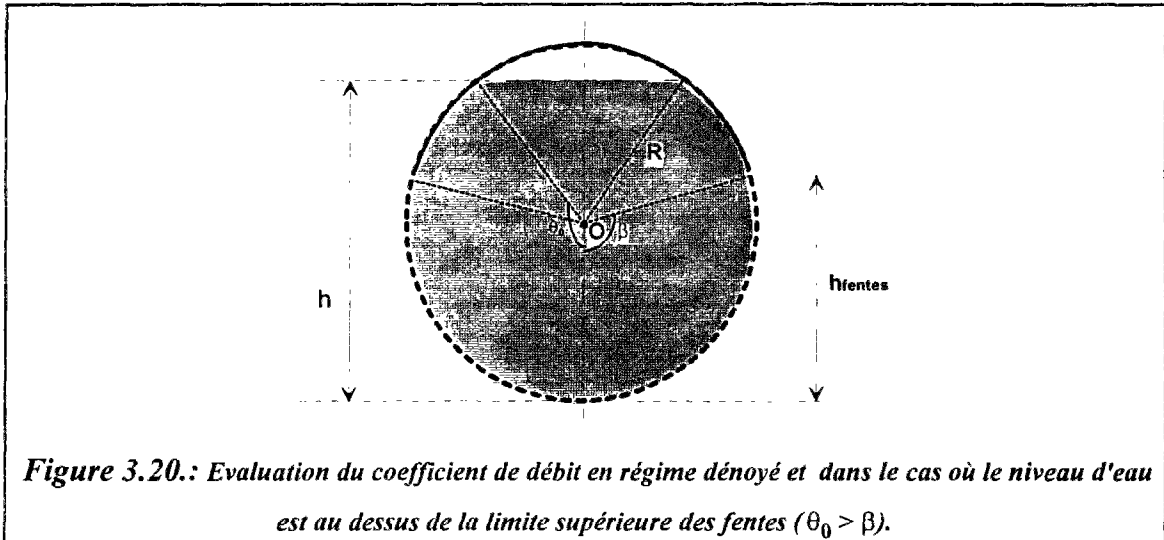
Posons,  $C_f(h) = \frac{1}{\beta} \int_0^{\theta_0} \sqrt{1 - \frac{R}{h}(1 - \cos \theta)} \cdot d\theta$ ,  $C_f(h)$  est appelé "coefficient de forme" exprimant la répartition géométrique des fentes sur le drain.  $S_{dif}$  désigne la surface des fentes par mètre de drain. L'intégration du débit de diffusion est limitée à la section mouillée ( $\theta_0$ ), parce que dans ce cas, les fentes situées au-dessus du niveau d'eau dans le drain ne participent pas à la diffusion d'eau (cf. figure 3.19).

Le débit de diffusion par mètre de drain, en régime dénoyé et pour un niveau d'eau situé au-dessous de la limite supérieure des fentes, s'écrit ainsi :

$$q_{dif} = m C_f(h) S_{dif} \sqrt{2 g h} \quad (3.9)$$

☞ 2<sup>ème</sup> cas : Le niveau d'eau est situé au-dessus de la limite supérieure des fentes ( $\theta_0 > \beta$ )

Dans ce cas, théoriquement toutes les fentes participent à la diffusion d'eau. Le débit de diffusion est intégré jusqu'à la limite supérieure d'ouverture des fentes ( $\beta$ ), (cf. figure 3.20).



**Figure 3.20.: Evaluation du coefficient de débit en régime dénoyé et dans le cas où le niveau d'eau est au dessus de la limite supérieure des fentes ( $\theta_0 > \beta$ ).**

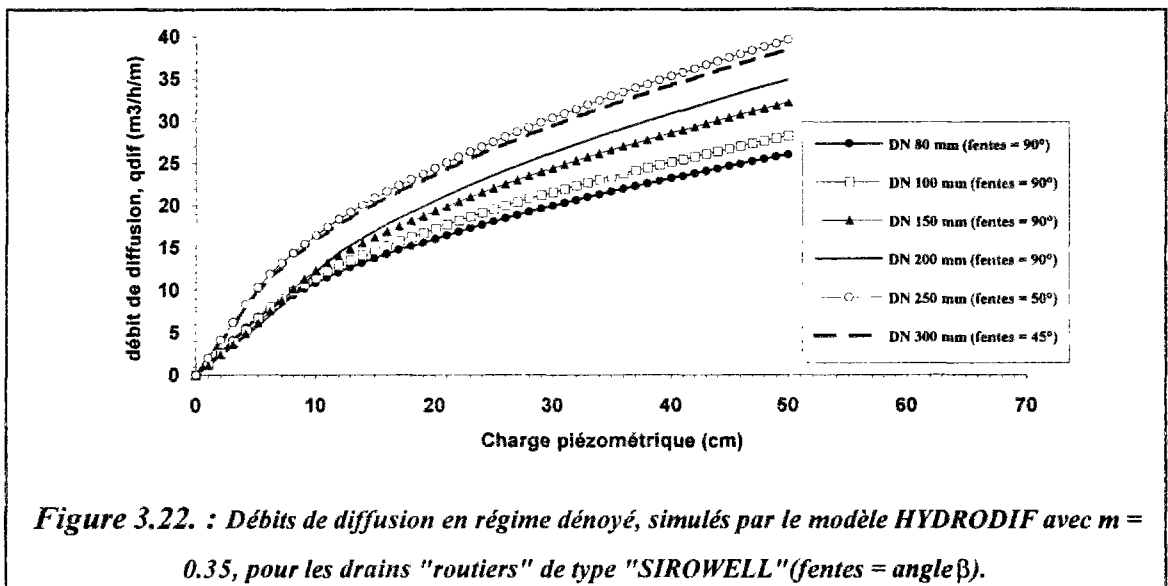
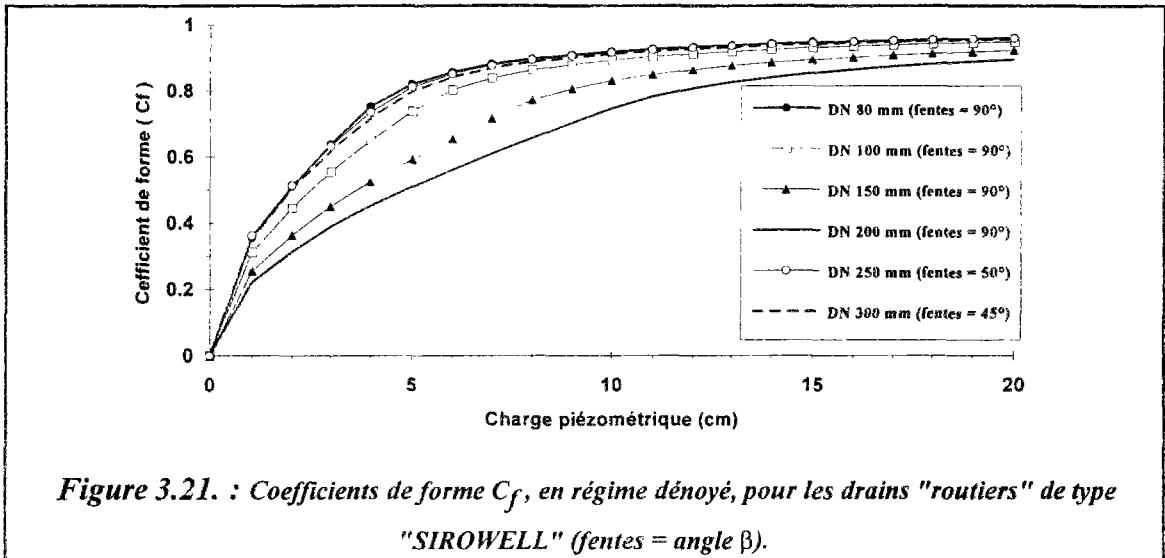
En faisant le même raisonnement que dans le cas précédent, le débit de diffusion par mètre de drain est donné par la même relation (3.8). Cependant, la limite supérieure d'intégration du coefficient de forme est égale au demi-angle ( $\beta$ ):

$$C_f(h) = \frac{1}{\beta} \int_0^{\beta} \sqrt{1 - \frac{R}{h}(1 - \cos \theta)} \cdot d\theta.$$

Posons,  $\gamma = \inf(\theta_0, \beta)$ , le coefficient de forme générale, valable en régime dénoyé quelle que soit la position du niveau d'eau dans le drain par rapport à la limite supérieure des fentes, s'écrit ainsi :  $C_f(h) = \frac{1}{\beta} \int_0^{\gamma} \sqrt{1 - \frac{R}{h}(1 - \cos \theta)} \cdot d\theta$ . Ce coefficient de forme est valable également en écoulement en charge ( $\theta_0 = \pi$ ) comme en écoulement à surface libre.

En conclusion, en régime dénoyé, le coefficient de débit  $C_d(h)$  est le produit d'un coefficient m dit "de contraction" du jet d'eau à la sortie des fentes du drain et d'un coefficient

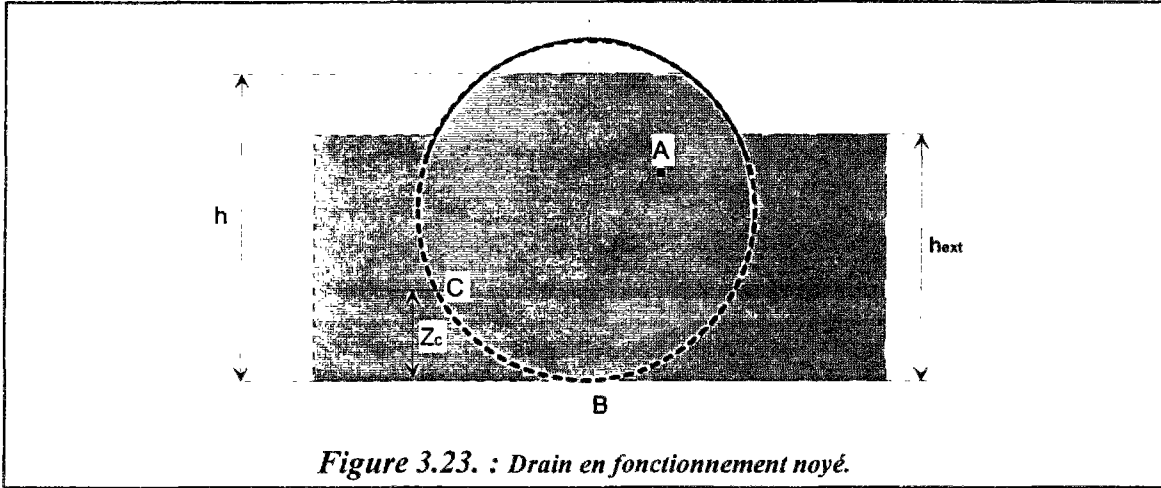
de forme variable  $C_f(h)$  tenant compte de la répartition géométrique des fentes et qui dépend de la charge piézométrique ( $C_d(h) = m \cdot C_f(h)$ ), (cf. figure 3.21 et annexe 5). De même le débit de diffusion, exprimé par la relation (3.9), dépend essentiellement des hauteurs piézométriques et de la densité des fentes du drain (cf. figure 3.22 et annexe 5).



Ces courbes représentatives des coefficients de forme et des débits de diffusion ont une allure croissante en fonction des hauteurs piézométriques. En effet, les coefficients de forme  $C_f(h)$  croissent rapidement en fonction de la charge piézométrique jusqu'à la hauteur piézométrique correspondant à la limite supérieure d'ouverture des fentes. Puis, il y a changement de pente et les coefficients de forme tendent asymptotiquement vers un coefficient de forme limite ( $C_f = 1$ ). Au-delà de cette limite, les débits de diffusion  $q_{dif}(h)$  continuent à augmenter en fonction des hauteurs piézométriques mais d'une manière moins rapide que dans la partie du drain où il y a les fentes.

### 3.3.2.1.2. Régime noyé

Un drain placé dans l'eau est en fonctionnement noyé si le niveau d'eau à l'extérieur du drain est supérieur à la limite supérieure des fentes. Cependant, ce niveau d'eau doit être inférieur à la charge piézométrique mise en oeuvre dans le drain pour que ce dernier puisse diffuser de l'eau (cf. figure 3.23). Dans le cas contraire, le drain assure le rôle du drainage (inverse de la diffusion d'eau).

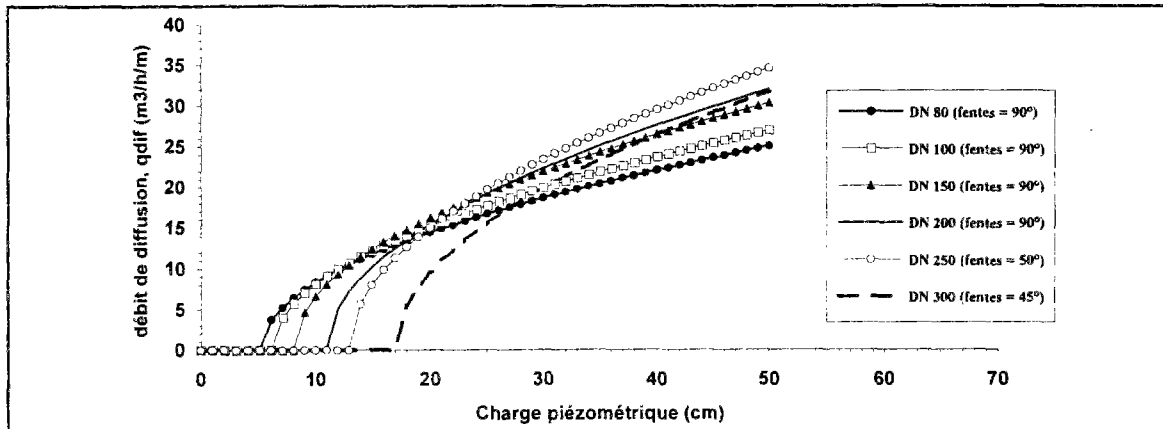


La vitesse de diffusion d'eau à travers une fente quelconque du drain:  $V_{fente} = V_c = V_B = \sqrt{2g(h - h_{ext})}$ , où  $h_{ext}$  désigne la hauteur d'eau à l'extérieur du drain. Le débit de diffusion par mètre de drain est donné par l'expression :

$$q_{dif} = C_d S_{dif} \sqrt{2g(h - h_{ext})} \quad (3.10)$$

Dans ce cas, le coefficient de débit  $C_d$  est constant et ne dépend ni de la charge piézométrique ni de la répartition géométrique des fentes, ce qui se traduit par un coefficient de forme égal à 1 ( $C_f = 1$ ). Le coefficient de débit  $C_d$  est proche du coefficient  $m$  dit "coefficient de contraction du jet d'eau" ( $C_d \cong m$ ) et le débit diffusé par mètre de drain peut être exprimé ainsi :  $q_{dif} = m S_{dif} \sqrt{2g(h - h_{ext})}$ . Pour l'exemple de simulation illustré par la figure 3.24, la hauteur d'eau à l'extérieur du drain ( $h_{ext}$ ) a été imposée de façon à avoir toutes les fentes noyées ( $h_{ext} = 5$  cm pour le drain  $\varnothing 80$  mm,  $h_{ext} = 6$  cm pour  $\varnothing 100$ ,  $h_{ext} = 8$  cm pour  $\varnothing 150$ ,  $h_{ext} = 11$  cm pour  $\varnothing 200$ ,  $h_{ext} = 13$  cm pour  $\varnothing 250$  et  $h_{ext} = 17$  cm pour  $\varnothing 300$  mm).

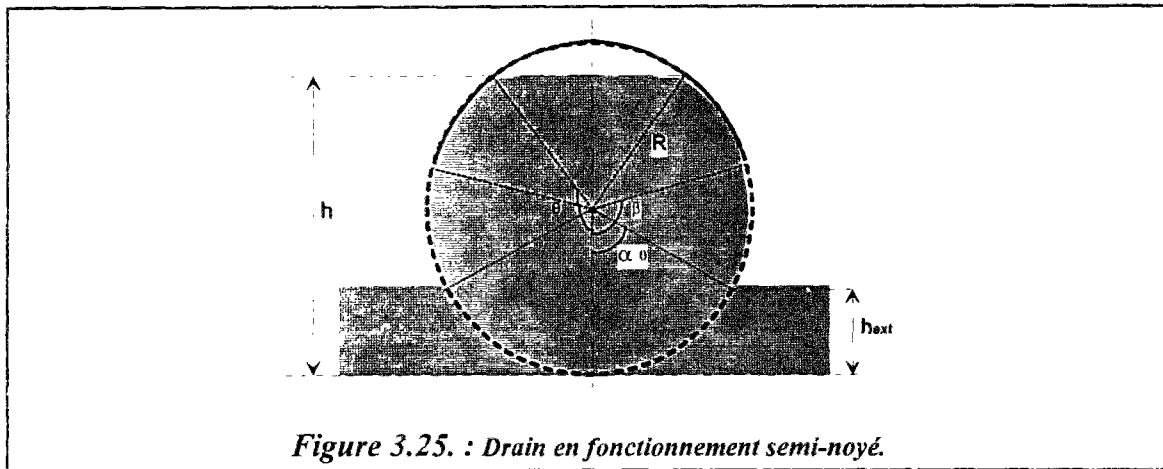




**Figure 3.24. :** Débits de diffusion en régime noyé, simulés par le modèle HYDRODIF avec  $m = 0.35$ , pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (fentes = angle  $\beta$ ).

### 3.3.2.1.3 Régime semi-noyé

Il s'agit d'un cas intermédiaire entre les régimes noyé et dénoyé. Dans ce cas, les fentes sont partiellement noyées et le niveau d'eau à l'extérieur du drain est inférieur à la limite supérieure ( $\beta$ ) d'ouverture des fentes (cf. figure 3.25).



**Figure 3.25. :** Drain en fonctionnement semi-noyé.

$\alpha_0$  désigne le demi-angle au centre correspondant au niveau d'eau à l'extérieur du drain,  $\cos \alpha_0 = 1 - \frac{h_{ext}}{R}$ ,  $\gamma = \inf(\theta_0, \beta)$  et  $\cos \theta_0 = 1 - \frac{h}{R}$ .

En faisant le même raisonnement qu'en régime dénoyé, le coefficient de forme intermédiaire

$C_{fi}$  (pour les fentes dénoyées) est donné par la formule :  $C_{fi} = \frac{1}{(\beta - \alpha_0)} \int_{\alpha_0}^{\gamma} \sqrt{1 - \frac{R}{h}(1 - \cos \theta)} d\theta$ .

Ce coefficient de forme intermédiaire exprime la variation du débit de diffusion dans la partie dénoyée (cf. figure 3.26). Les fentes noyées participent à la diffusion mais avec un coefficient de débit constant ( $C_f = 1$  et  $C_d = m$ ). En régime semi-noyé, le débit de diffusion est la somme des débits injectés par les fentes noyées et dénoyées (cf. figure 3.27) :

$$q_{dif} = m S_{dif} \cdot \left[ \frac{\alpha_0}{\beta} + \left(1 - \frac{\alpha_0}{\beta}\right) C_{fi} \right] \cdot \sqrt{2 g (h - h_{ext})} \quad (3.11)$$

Dans ce cas, la hauteur d'eau imposée à l'extérieur des drains SIROWELL est de 3 cm pour Ø 80 mm, Ø 100 et Ø 150 et de 5 cm pour Ø 200, Ø 250 et Ø 300 mm.

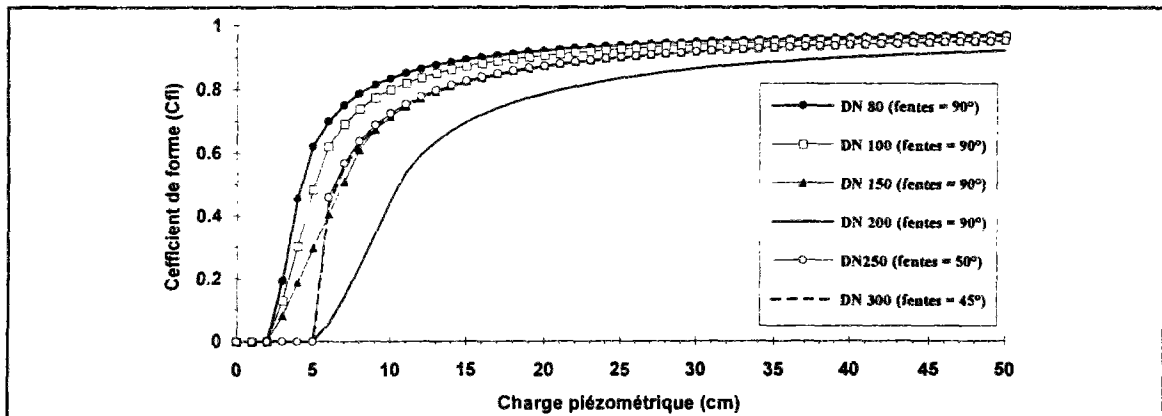


Figure 3.26. : Coefficients de forme intermédiaire  $C_{fi}$ , en régime semi-noyé, pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (fentes = angle  $\beta$ ).

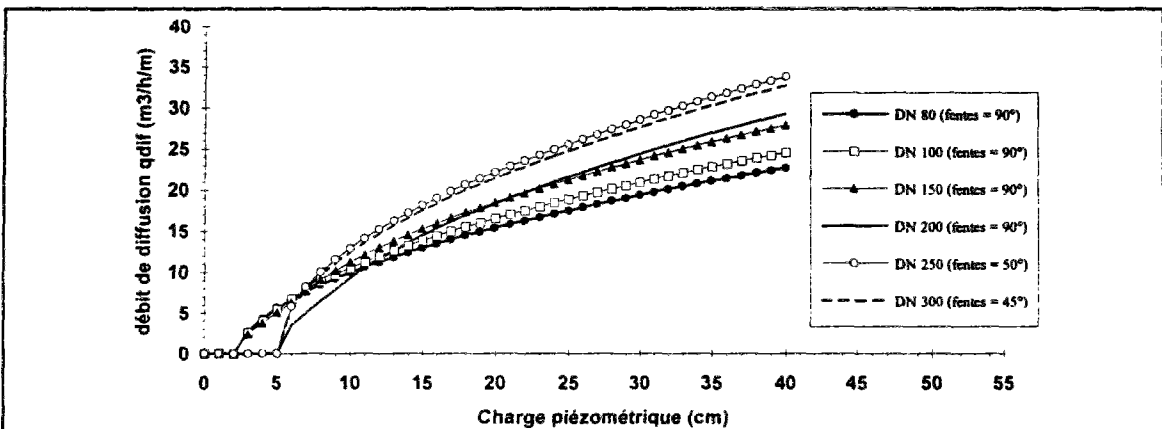


Figure 3.27. : Débits de diffusion en régime semi-noyé, simulés par le modèle HYDRODIF avec  $m = 0.35$ , pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (fentes = angle  $\beta$ ).

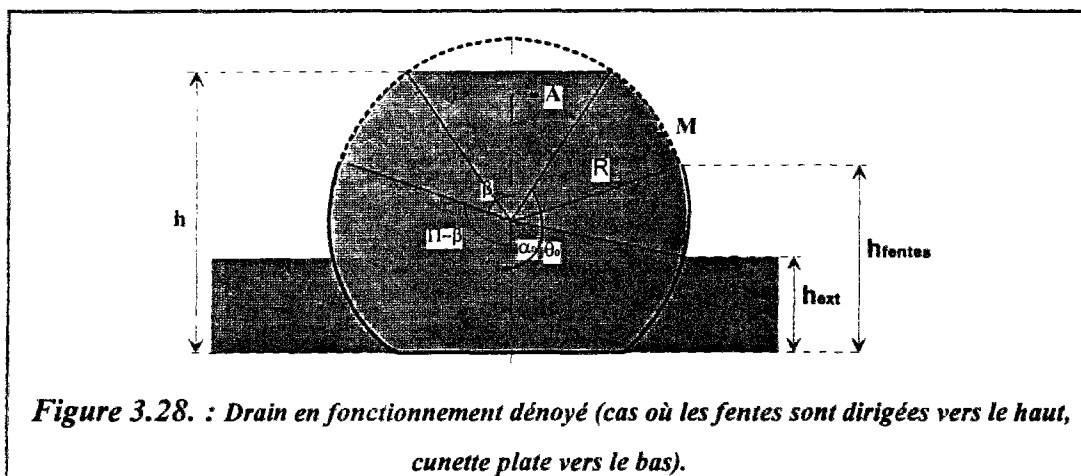
### 3.3.2.2. Fentes dirigées vers le haut (cunette plate vers le bas)

Certains drains tels que les drains de type SIROWELL adaptés au drainage routier présentent une cunette et les fentes ne sont réparties que sur une partie de la section du drain (cf. figure 3.28). Dans cette position, le drain ne diffuse pas d'eau tant que la hauteur d'eau ou plus précisément la hauteur piézométrique est inférieure au niveau inférieur des fentes ( $h \leq h_{fentes}$  ou  $\theta_0 \leq \pi - \beta$ ), quelque soit la nature du régime d'écoulement, dénoyé, noyé ou semi-noyé.

Pour l'évaluation des coefficients et des débits de diffusion, le drain est supposé de section circulaire équivalente.

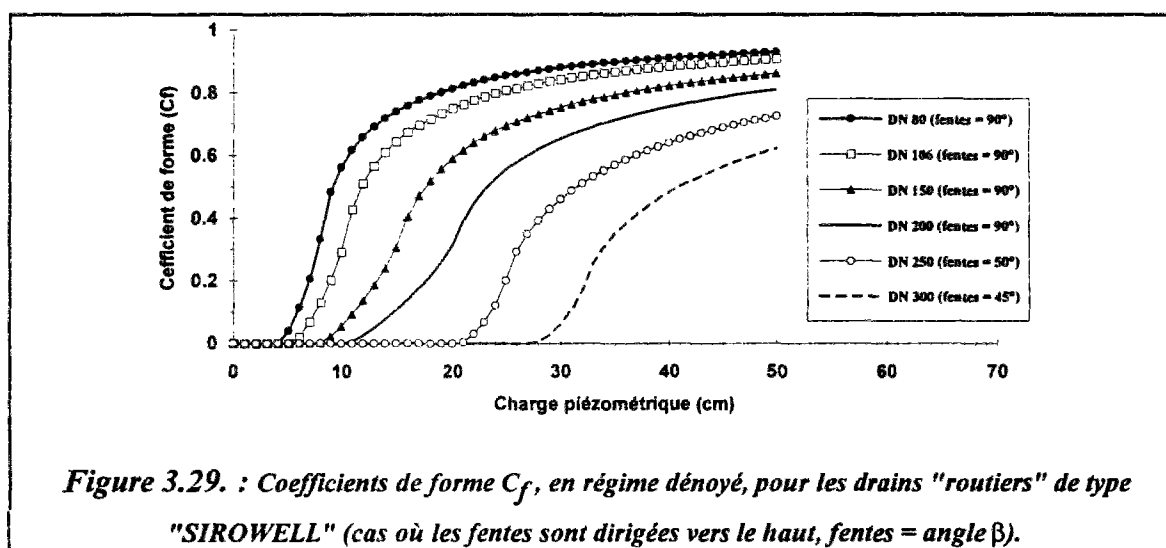
### 3.3.2.2.1. Régime dénoyé

Dans ce cas, la hauteur d'eau à l'extérieur du drain est inférieure à la limite inférieure des fentes (cf. figure 3.28)



Le débit de diffusion par mètre de drain est donné par:  $[q_{dif} = m C_f(h) S_{dif} \sqrt{2g(h - h_{fentes})}]$ , (cf. figure 3.30). Le coefficient m dit "de contraction" semble être plus faible que dans le cas où les fentes sont dirigées vers le bas et le coefficient de forme  $C_f$  exprimant la répartition géométrique des fentes (cf. figure 3.29) est donné par l'expression:

$$C_f = \frac{1}{\beta} \int_{(\pi-\beta)}^{\theta_0} \sqrt{1 - \frac{R}{h}(1 - \cos \theta)} d\theta \quad (3.12)$$



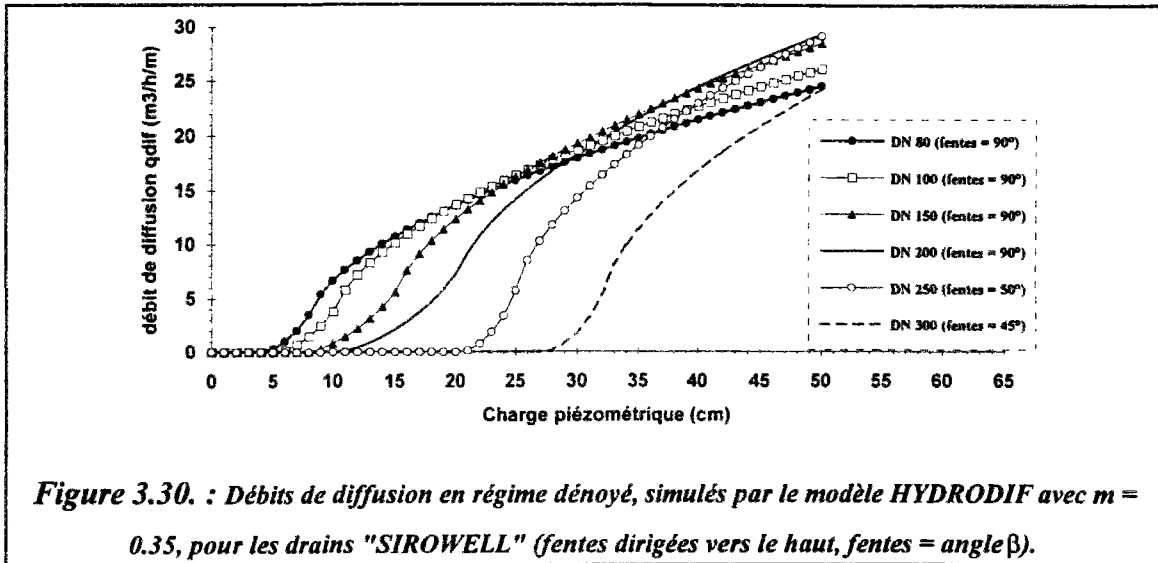


Figure 3.30. : Débits de diffusion en régime dénoyé, simulés par le modèle HYDRODIF avec  $m = 0.35$ , pour les drains "SIROWELL" (fentes dirigées vers le haut, fentes = angle  $\beta$ ).

### 3.3.2.2.2. Régime noyé

Pour qu'il puisse avoir diffusion d'eau, la charge piézométrique dans le drain doit être supérieure au niveau d'eau extérieur (la hauteur d'eau imposée à l'extérieur du drain est de 9 cm pour  $\varnothing 80$ , 11 cm pour  $\varnothing 100$ , 16 cm pour  $\varnothing 150$ , 21 cm pour  $\varnothing 200$ , 26 cm pour  $\varnothing 250$  et 33 cm pour  $\varnothing 300$ ). Dans ce cas, le drain est en charge ( $h \geq 2R$ ).

Comme pour le cas, où les fentes sont dirigées vers le bas, le débit de diffusion par mètre de drain est donné par l'expression :  $q_{dif} = m S_{dif} \sqrt{2g(h - h_{ext})}$  (cf. figure 3.31).

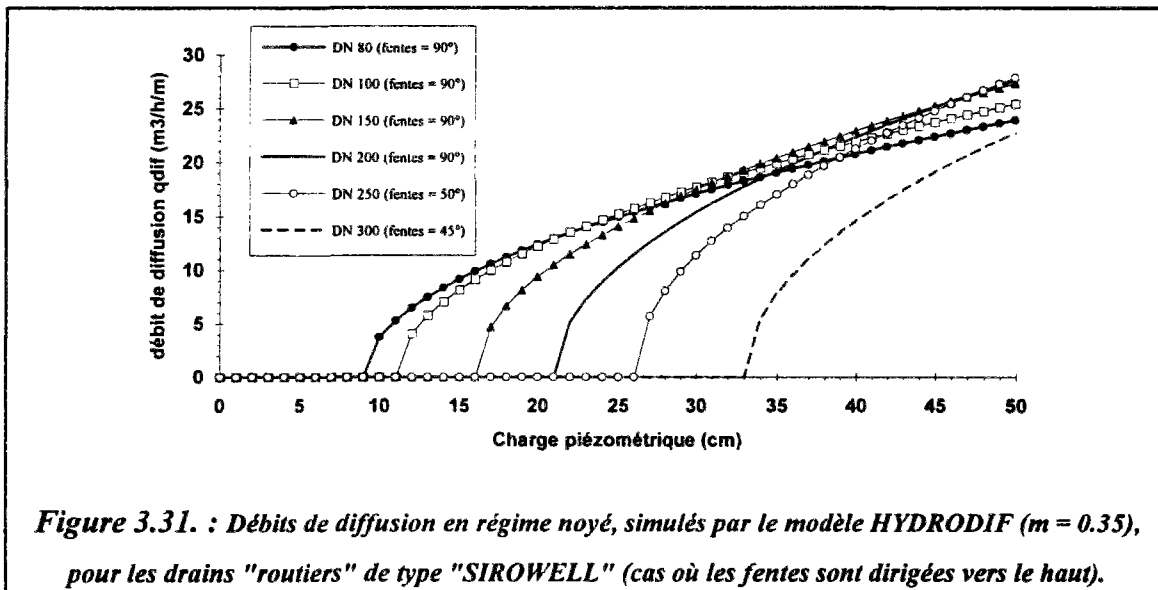
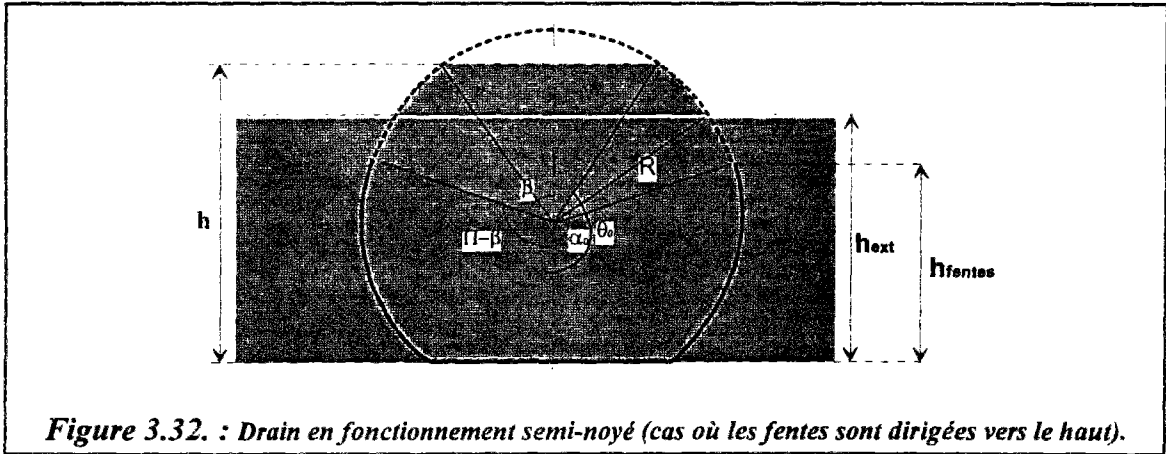


Figure 3.31. : Débits de diffusion en régime noyé, simulés par le modèle HYDRODIF ( $m = 0.35$ ), pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (cas où les fentes sont dirigées vers le haut).

### 3.3.2.2.3. Régime semi-noyé

Dans ce cas intermédiaire entre les régimes noyé et dénoyé, les fentes sont en partie noyées et le niveau d'eau à l'extérieur du drain est inférieur à la charge piézométrique dans le drain [ $h > h_{ext} > h_{fentes}$  ou  $\theta_0 > \alpha_0 > \pi - \beta$ ], (cf. figure 3.32). Dans ce cas et pour l'exemple de

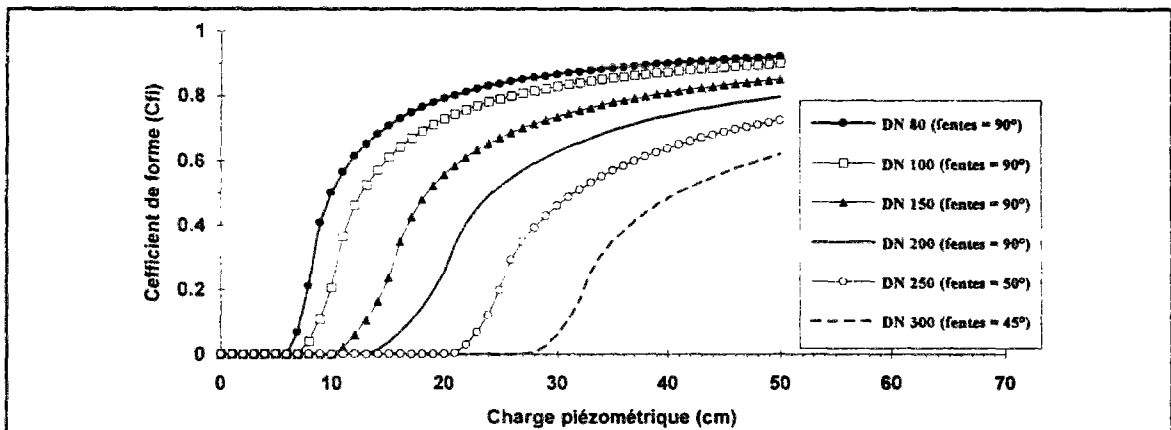
simulation présenté à la figure 3.32, la hauteur d'eau imposée à l'extérieur du drain est de 6 cm pour Ø 80, 7 cm pour Ø 100, 10 cm pour Ø 150, 13 cm pour Ø 200, 20 cm pour Ø 250 et 27 cm pour Ø 300 mm.



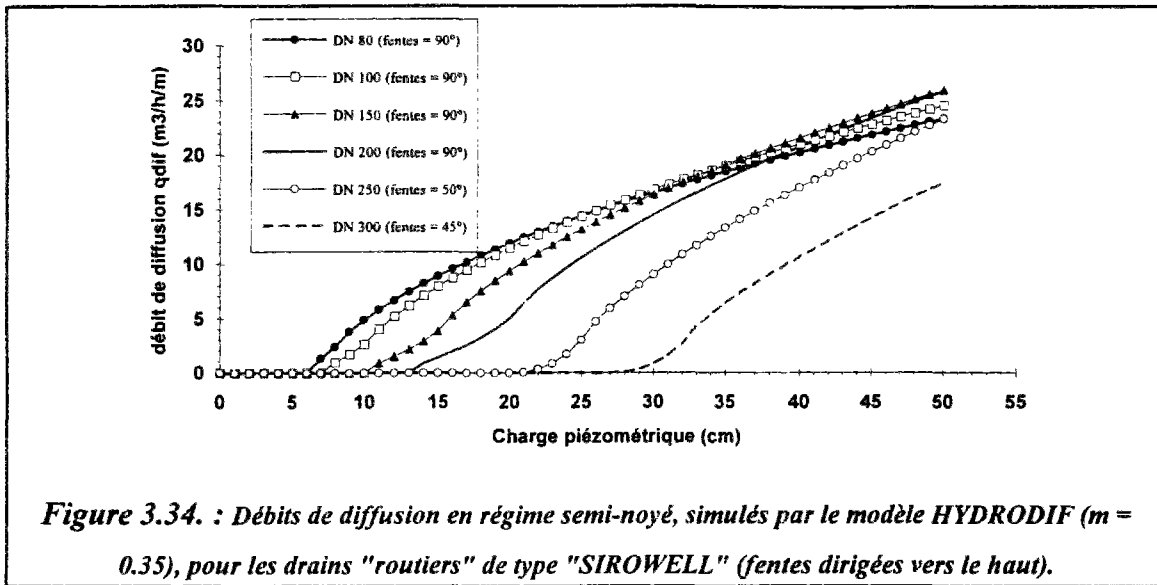
Le coefficient de forme intermédiaire  $C_{fi}$  (pour les fentes dénoyées) est donné par la formule :  $C_{fi} = \frac{1}{(\pi - \alpha_0)} \int_{\alpha_0}^{\theta_0} \sqrt{1 - \frac{R}{h}(1 - \cos \theta)} \cdot d\theta$ .

Ce coefficient de forme intermédiaire exprime la variation du débit de diffusion dans la partie dénoyée (cf. figure 3.33). Les fentes noyées participent à la diffusion d'eau mais avec un coefficient de débit constant ( $C_f = 1$  et  $C_d = m$ ). En régime semi-noyé, le débit de diffusion (cf. figure 3.34) est évalué par l'expression:

$$q_{dif} = m S_{dif} \cdot \left[ \frac{(\alpha_0 + \beta - \pi)}{\beta} + \frac{(\pi - \alpha_0)}{\beta} C_{fi} \right] \cdot \sqrt{2g(h - h_{ext})} \quad (3.13)$$



**Figure 3.33. : Coefficients de forme intermédiaire  $C_{fi}$ , en régime semi-noyé, pour les drains "routiers" de type "SIROWELL" (cas où les fentes sont dirigées vers le haut).**



### 3.3.3. Conclusion

Cette étude théorique de diffusion d'eau a permis de fournir un modèle pour la représentation des débits de diffusion à travers les fentes des drains, en régime noyé ou dénoyé, que ces fentes soient dirigées vers le haut ou vers le bas. La forme générale de la loi de débit de diffusion est donnée par l'expression:  $q_{dif} = C_d(h) S_{dif} \sqrt{2g(h-h_{ext})}$ . Cette relation a été utilisée par plusieurs auteurs pour l'étude des écoulements à travers les orifices (DUCHENE et McBEAN, 1992; BURGESS et al., 1993; RAIMBAULT, 1993b; DAKHALOUI et al., 1995a; DAKHLAOUI et al., 1995b, ...). Le coefficient de débit  $C_d(h)$  dépend de la charge piézométrique dans le drain et de la nature du régime de diffusion :

✪ **En régime noyé**, le débit de diffusion par mètre de drain est évalué par l'expression:

$q_{dif} = m S_{dif} \sqrt{2g(h-h_{ext})}$ . Dans ce cas, le coefficient de débit est constant, il est sensiblement égal au coefficient de contraction ( $C_d \cong m$ ).

✪ **En régime dénoyé**, l'introduction d'un coefficient  $C_f(h)$ , appelé "coefficient de forme", permet de tenir compte de la disposition et de la répartition géométrique des fentes et de la variation de la charge piézométrique dans le drain. Ceci permet de ne prendre en compte que les fentes qui participent à la diffusion d'eau. Par conséquent, le coefficient de débit [ $C_d(h) = m \cdot C_f(h)$ ], est fonction de la charge piézométrique. Dans ce cas, le débit de diffusion est évalué par l'expression:  $q_{dif} = m C_f(h) S_{dif} \sqrt{2g(h-h_{ext})}$ . Ces lois de débit ont été validées par l'approche expérimentale de diffusion d'eau par des drains (cf. § 3.2).

### 3.4. ETUDE NUMERIQUE : CONCEPTION ET MISE EN OEUVRE DU MODELE HYDRODIF

#### 3.4.1. Introduction

La conception du modèle HYDRODIF est basée sur la résolution numérique des équations d'écoulement et des lois de débit à travers les fentes des drains, validés par des essais expérimentaux, qui ont permis de déterminer la répartition spatiale des débits et des pressions le long de ces drains.

Le modèle HYDRODIF, outil de simulation des écoulements permanents dans les drains de diffusion d'eau, permet le calcul des lignes piézométriques, des débits, des pressions et des vitesses d'écoulement le long des drains. Il est possible d'en déduire le débit total que peut accepter un système de diffusion à l'amont et par conséquent les dimensions et les longueurs des drains à mettre en oeuvre pour l'injection et la répartition sans débordement des eaux pluviales dans les structures réservoirs. Ce modèle constitue un outil d'aide à la conception et au dimensionnement des ouvrages de diffusion d'eau.

#### 3.4.2. Conception du modèle HYDRODIF

##### 3.4.2.1. Equations de base

Ce sont les équations d'écoulement et de continuité en régime permanent dans le temps et graduellement varié le long des drains diffusants des eaux pluviales dans les structures poreuses (cf. § 3.3.1) :

$$\text{- Equation d'écoulement : } \frac{dh}{dx} = \frac{I - J(h) + \frac{V(h)}{g S(h)} q_{dif}(h)}{1 - \frac{V^2(h)}{g S(h)} \frac{dS(h)}{dh}} \quad (3.14)$$

$$\text{- Equation de continuité : } \frac{dV(h)}{dx} = - \frac{q_{dif}(h)}{S} - \frac{V(h)}{S(h)} \frac{dS(h)}{dh} \frac{dh}{dx} \quad (3.15)$$

avec,  $q_{dif}$  : débit de diffusion à travers les fentes du drain (cf. § 3.3).

Il s'agit de résoudre un système d'équations différentielles de premier ordre du type :

$$\frac{dh}{dx} = f_1(x, h, V) \quad \text{et} \quad \frac{dV}{dx} = f_2(x, h, V), \text{ soumis aux conditions aux limites suivantes (cf. figure 3.18) :}$$

❶ - à l'aval :  $x = x_{\text{aval}}$  ,  $h(x_{\text{aval}}) = h_{\text{aval}}$  ( $\cong 0$  lorsque le drain est suffisamment long) et  $V(x_{\text{aval}}) = V_{\text{aval}}$

❷ - à l'amont :  $x = 0$  ,  $H(0) = H_{\text{amont}}$  et  $V(0) = \frac{Q_{\text{amont}}}{S(0)}$

❸ - aux sections de contrôle :  $h = h_c$  ;  $F_r = 1$  ,  $Q = Q_c$  et  $V = V_c$

avec,

$L_{\text{écoulmax}}$  : longueur maximale d'écoulement ou de diffusion pour  $H_{\text{amont}}$  imposé,  
 $h_{\text{aval}}$  ,  $V_{\text{aval}}$  : respectivement la hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement à l'aval du drain,  
 $H_{\text{amont}}$  ,  $Q_{\text{amont}}$  : respectivement la hauteur d'eau et le débit imposés à l'amont du drain,  
 $h_c$  ,  $Q_c$  et  $V_c$  : respectivement la hauteur d'eau, le débit et la vitesse d'écoulement aux sections de contrôle.

### 3.4.2.2. Analyse qualitative des lignes piézométriques

Il est intéressant, avant de présenter les schémas numériques utilisés dans la résolution des problèmes d'injection d'eau par des drains dans les structures réservoirs, d'analyser qualitativement l'allure des lignes piézométriques dans ces drains. Ceci permet de prédire et de vérifier l'exactitude des solutions numériques.

#### 3.4.2.2.1. Analyse qualitative des profils des lignes piézométriques

L'allure des profils ou des lignes piézométriques dépend du signe de la pente  $\frac{dh}{dx}$  (équation 3.14). En effet, deux cas peuvent se présenter selon la position relative de la hauteur piézométrique par rapport à la hauteur d'eau critique  $h_c$  . Cette hauteur d'eau critique est variable le long du drain, suite aux variations du débit d'écoulement  $Q(x)$  qui est décroissant de l'amont vers l'aval, dans le cas de la diffusion d'eau.

☞ **Écoulement fluvial** : Si à une section d'écoulement donnée du drain, la hauteur piézométrique est supérieure à la hauteur d'eau critique ( $h > h_c$  ), le régime d'écoulement est dit "fluvial" et le nombre de Froude est inférieure à l'unité ( $F_r < 1$ ). Dans ce cas , l'allure de la ligne piézométrique dépend du signe de l'expression suivante:  $\left[ I - J(h) + \frac{V(h)}{gS(h)} q_{\text{af}}(h) \right]$  . Deux cas peuvent se présenter :

⊛ Si la perte de charge par mètre de drain  $J(h)$  est supérieure à la quantité  $\left( I + \frac{V}{gS} q_{\text{af}} \right)$ ,

la pente de la ligne piézométrique est négative  $\left[ \frac{dh}{dx} < 0 \right]$  et la hauteur d'eau diminue de



l'amont vers l'aval. Ce profil de ligne piézométrique semble être représentatif des écoulements en régime fluvial et à débit décroissant (cas de la diffusion d'eau).

★ Par contre, si la perte de charge par mètre de drain  $J(h)$  est inférieure à la quantité  $\left(I + \frac{V}{gS} q_{df}\right)$ , la pente de la ligne piézométrique est positive  $\left[\frac{dh}{dx} > 0\right]$  et la hauteur d'eau augmente de l'amont vers l'aval et pourtant le débit et la charge totale sont décroissants de l'amont vers l'aval. Ce cas semble être peu fréquent en dehors des perturbations ou des singularités hydrauliques (ressaut hydraulique, seuil, etc.).

☞ **Écoulement torrentiel :** Si à une section d'écoulement donnée, la hauteur piézométrique est inférieure à la hauteur d'eau critique ( $h < h_c$ ), le régime d'écoulement est dit "torrentiel" et le nombre de Froude est supérieure à l'unité ( $F_r > 1$ ) et ( $1 - F_r^2 < 0$ ). Deux cas peuvent se présenter :

★ Si  $\left(J(h) > I + \frac{V(h)}{gS(h)} q_{df}(h)\right)$ , la pente de la ligne piézométrique est positive de l'amont vers l'aval  $\left[\frac{dh}{dx} > 0\right]$ . En principe, ce cas ne peut pas exister en dehors des perturbations ou des singularités hydrauliques tels que les ressauts hydrauliques.

★ Si  $\left(J(h) < I + \frac{V(h)}{gS(h)} q_{df}(h)\right)$ , la hauteur d'eau décroît de l'amont vers l'aval  $\left[\frac{dh}{dx} < 0\right]$ .

Ce cas semble être plus fréquent pour la diffusion d'eau par des drains en régime torrentiel.

#### 3.4.2.2.2. Analyse des profils des lignes piézométriques par la recherche des sections de contrôle

En dehors des ressauts hydrauliques, les lignes piézométriques peuvent être intégrées numériquement à partir d'une hauteur d'eau qui est connue au niveau des sections de contrôle où le régime d'écoulement est dit "critique" ( $h = h_c$ ). Pour ces sections d'écoulement particulières, la pente du radier est égale à la pente critique ( $I = I_c$ ) et le nombre de Froude est égale à l'unité ( $F_r = 1$ ). Ceci permet d'établir une relation entre le débit critique  $Q_c$  et la hauteur d'eau critique  $h_c$  :  $Q_c = \sqrt{\frac{gS_c^3}{T_c}}$ .

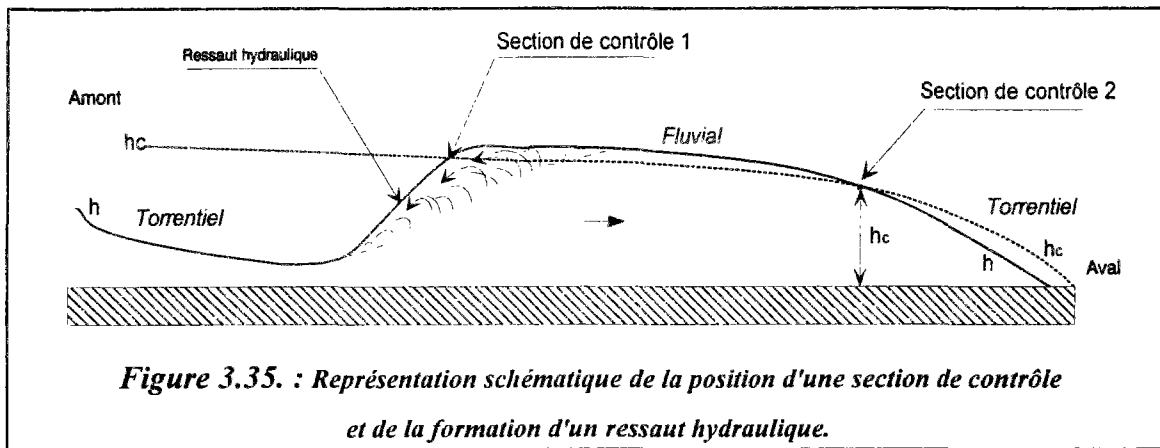
avec,

$I_c$  : pente critique, [L/L],  
 $S_c$  : section d'écoulement critique, [L<sup>2</sup>],  
 $T_c$  : largeur au miroir critique, [L],  $T_c = \frac{dS_c}{dh}$ .

La méthode de détermination des sections de contrôle sera explicitée au § 3.4.2.3.3.

Le passage d'un écoulement fluvial à l'amont, à un écoulement torrentiel à l'aval, se traduit par un changement du régime d'écoulement au niveau de la section de contrôle sans perturbations

"brutales" et l'écoulement reste toujours graduellement varié. Par contre, le passage d'un écoulement torrentiel à l'amont, à un écoulement fluvial à l'aval, se traduit par la formation d'un ressaut hydraulique (régime rapidement varié) dont le centre est approximativement situé au niveau de la section de contrôle (cf. figure 3.35). Le ressaut hydraulique est accompagné par des turbulences et des perturbations de l'écoulement. Ceci est due à la dissipation d'énergie au niveau du ressaut hydraulique et à la transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle. La modélisation de ces perturbations hydrauliques est différente de celle des écoulements graduellement variés. En effet, l'intégration numérique des ressauts hydrauliques peut être approchée par le calcul des hauteurs d'eau conjuguées, en plusieurs sections des branches torrentielles et fluviales, de part et d'autre du ressaut. L'étude des ressauts hydrauliques dans les canaux et les cours d'eau, mais à débit constant, a été traitée par plusieurs auteurs (VEN TE CHOW, 1959; CHIPPADA et al., 1994; HAGER, 1994; SERRE et al., 1994; CHANSON et MONTES, 1995; ...).



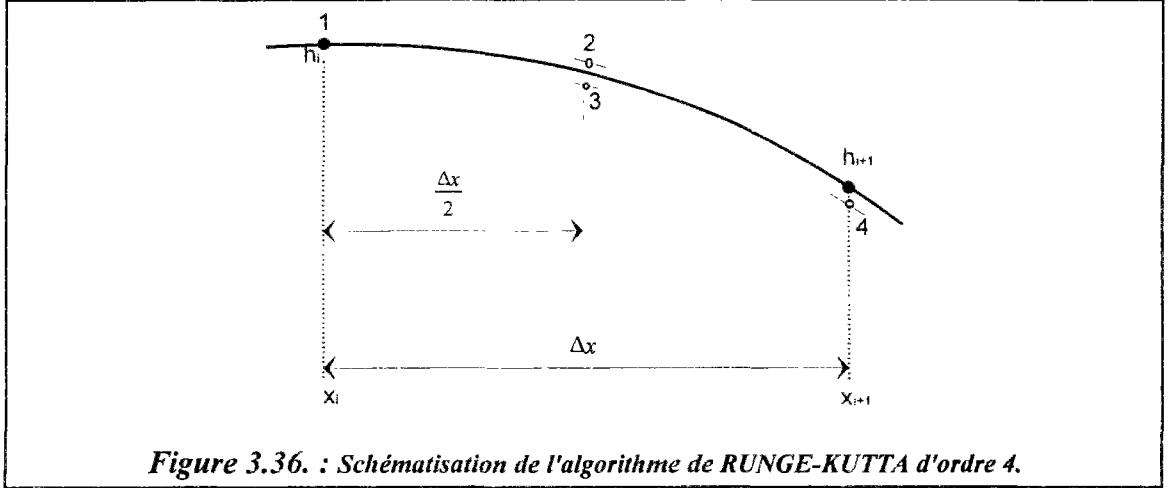
### 3.4.2.3. Résolution numérique de la diffusion d'eau par des drains

Le calcul des hauteurs piézométriques dans le modèle HYDRODIF consiste à résoudre numériquement les équations différentielles de premier ordre (3.14) et (3.15) modélisant les écoulements permanents le long du drain sous certaines conditions initiales et aux limites. Le démarrage de l'intégration numérique des lignes piézométriques se fait à partir des sections de contrôle si elles existent. Sinon, les calculs se font à partir de l'aval de l'écoulement. Deux schémas numériques ont été utilisés dans le modèle HYDRODIF.

#### 3.4.2.3.1. Algorithme de RUNGE-KUTTA

Rappelons que pour résoudre numériquement une équation différentielle, il faut s'être assuré au préalable qu'il existe une solution et une seule.

La résolution du système d'équations  $\left\{ \frac{dh}{dx} = f_1(x, h, V) \text{ et } \frac{dV}{dx} = f_2(x, h, V) \right\}$  par la méthode de RUNGE-KUTTA d'ordre 4, qui est consistante et stable, exige quatre évaluations des fonctions  $f_1$  et  $f_2$  pour chaque pas de calcul  $\Delta x$  (cf. figure 3.36). ANDERSON (1996) remarque que cette méthode est assez précise pour résoudre les équations d'écoulement sans avoir recours à un grand nombre de pas de calcul.



La hauteur piézométrique  $h_{i+1}$  et la vitesse  $V_{i+1}$  à l'abscisse  $x_{i+1}$  sont évaluées à partir des valeurs calculées au pas précédent ( $h_i$  et  $V_i$ ), à l'abscisse  $x_i$ , selon l'expression suivante:

$$h_{i+1} = h_i + \frac{\Delta x}{6} (k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \quad (3.16)$$

$$V_{i+1} = V_i + \frac{\Delta x}{6} (m_1 + 2m_2 + 2m_3 + m_4) \quad (3.17)$$

avec,

$$\begin{aligned} k_1 &= f_1(x_i, h_i, V_i) & \text{et} & & m_1 &= f_2(x_i, h_i, V_i) \\ k_2 &= f_1\left(x_i + \frac{\Delta x}{2}, h_i + \frac{k_1}{2}, V_i + \frac{m_1}{2}\right) & \text{et} & & m_2 &= f_2\left(x_i + \frac{\Delta x}{2}, h_i + \frac{k_1}{2}, V_i + \frac{m_1}{2}\right) \\ k_3 &= f_1\left(x_i + \frac{\Delta x}{2}, h_i + \frac{k_2}{2}, V_i + \frac{m_2}{2}\right) & \text{et} & & m_3 &= f_2\left(x_i + \frac{\Delta x}{2}, h_i + \frac{k_2}{2}, V_i + \frac{m_2}{2}\right) \\ k_4 &= f_1(x_i + \Delta x, h_i + k_3, V_i + m_3) & \text{et} & & m_4 &= f_2(x_i + \Delta x, h_i + k_3, V_i + m_3) \end{aligned}$$

L'algorithme de RUNGE-KUTTA est stable, il est satisfaisant dans la partie d'écoulement en charge ( $h \geq 2R$ ), où le nombre de Froude s'annule ( $F_r = 0$ ) et la fonction  $f_1$  se simplifie et s'écrit ainsi :  $\left[ f_1(x, h, V) = \frac{dh}{dx} = I - J(h) + \frac{V(h)}{g S(h)} q_{df}(h) \right]$ . Par contre, dans la partie d'écoulement à surface libre, cet algorithme est très sensible aux variations du nombre de Froude ( $F_r$ ) notamment dans les sections d'écoulement proches des sections de contrôle, lieux

de changement du type de régime d'écoulement (fluvial ou torrentiel). En effet, la pente des lignes piézométriques  $\left[\frac{dh}{dx}\right]$  change de signe et l'algorithme de RUNGE-KUTTA devient instable et ne converge pas vers les valeurs exactes des hauteurs piézométriques, aux abords des sections de contrôle.

Une autre méthode de discrétisation a été adoptée pour le calcul des hauteurs piézométriques dans la partie d'écoulement à surface libre.

### 3.4.2.3.2. Schéma de discrétisation de VEN TE CHOW

Ce schéma numérique est semblable à la méthode des différences finies. En se basant sur le théorème des quantités de mouvement et en remplaçant les différentiels ( $dx$ ,  $dh$ ,  $dV$ ,  $dQ$ ) par des incréments finis ou des différences finies ( $\Delta x$ ,  $\Delta h$ ,  $\Delta V$ ,  $\Delta Q$ ), VEN TE CHOW (1959) a déterminé l'équation d'écoulement exprimant la variation des hauteurs piézométriques  $\Delta h$  (cf. figure 3.37) entre deux sections d'écoulement voisines ( $S_{\text{amont}}$ ) et ( $S_{\text{aval}}$ ) distantes de  $\Delta x$ , pour les écoulements à surface libre à débit spatialement variable (débit croissant ou décroissant).

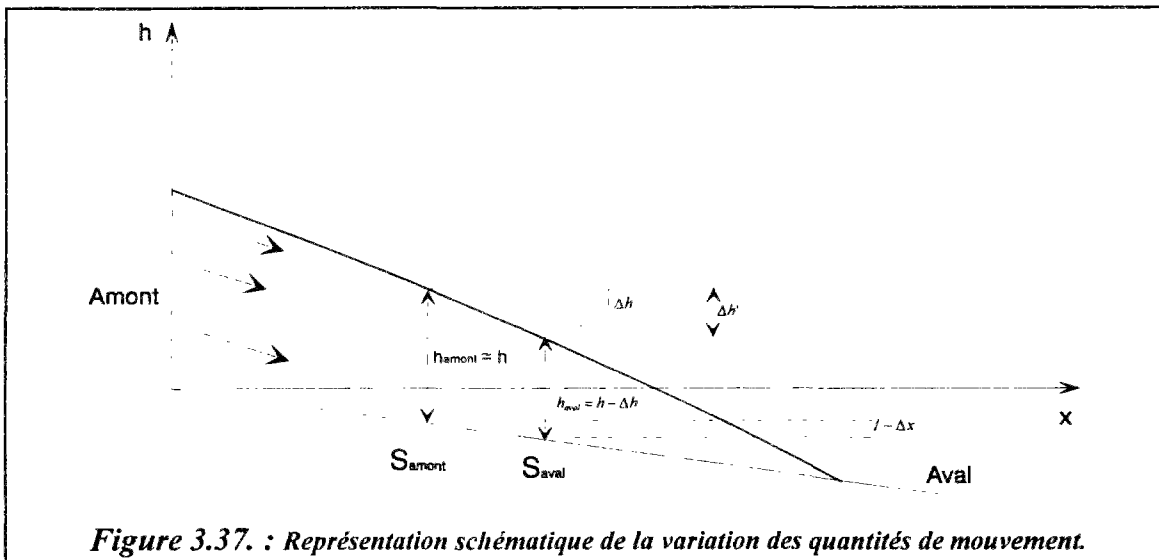


Figure 3.37. : Représentation schématique de la variation des quantités de mouvement.

$$\Delta h = h_{\text{amont}} - h_{\text{aval}} \quad \text{et} \quad \Delta h' = \Delta h + I \cdot \Delta x \quad \text{avec, } \Delta h > 0$$

$$\Delta V = V_{\text{amont}} - V_{\text{aval}} \quad \text{et} \quad \Delta Q = Q_{\text{amont}} - Q_{\text{aval}} = q_{\text{dif}} \cdot \Delta x$$

$q_{\text{dif}}$  représente le débit de diffusion moyen entre les sections ( $S_{\text{amont}}$ ) et ( $S_{\text{aval}}$ ), [ $LT^{-2}$ ].

Le théorème des quantités de mouvement (appelé aussi théorème d'EULER) exprime que la variation des quantités de mouvement  $\Delta(m.V)$ , dans un intervalle de temps fini et relativement petit  $\Delta t$ , est égale à la somme des forces extérieures, agissantes sur une masse liquide en mouvement, située entre deux sections d'écoulement voisines ( $S_{\text{amont}}$ ) et ( $S_{\text{aval}}$ ) :

$$\frac{\Delta(m\vec{V})}{\Delta t} = \sum \vec{F}_{ext} \quad \text{ou encore} \quad \rho_w Q \Delta V = \sum F_{ext} \quad (3.18)$$

avec,

- $m$  : masse du liquide compris entre ( $S_{amont}$ ) et ( $S_{aval}$ ), [M],
- $\vec{V}$  : vitesse d'écoulement, [ $LT^{-1}$ ],
- $\rho_w$  : masse volumique d'eau, [ $ML^{-3}$ ],
- $Q$  : débit d'écoulement;  $Q = \frac{volume}{\Delta t} = V.S$ , [ $L^3T^{-1}$ ],
- $\Delta V$  : variation de la vitesse d'écoulement entre ( $S_{amont}$ ) et ( $S_{aval}$ ), [ $LT^{-1}$ ],
- $\sum \vec{F}_{ext}$  : somme des forces extérieures agissantes sur la masse d'eau,  $m$ , [ $MLT^{-2}$ ].

Dans le cas de la diffusion de l'eau (débit décroissant) et en se référant à la figure 3.37, la quantité de mouvement traversant la section ( $S_{amont}$ ) par unité de temps est exprimée ainsi :  $[\rho_w \cdot Q_{amont} \cdot V_{amont}]$ . La quantité de mouvement traversant la section ( $S_{aval}$ ) est donnée par l'expression :  $[\rho_w \cdot Q_{aval} \cdot V_{aval}]$ . Pour évaluer la variation des quantités de mouvement entre les deux sections voisines ( $S_{amont}$ ) et ( $S_{aval}$ ), VEN TE CHOW (1959) tient compte d'une perte de quantité de mouvement supplémentaire due aux pertes d'eau à travers les orifices du drain. En effet, la diffusion d'eau engendre des pertes d'énergie supplémentaires à travers les fentes du drain et dans ce cas, les vitesses d'écoulement ne sont plus uniformes dans les sections d'écoulement. Il a estimé cette perte de quantité de mouvement à:  $\rho_w \Delta Q \left( V_{amont} - \frac{\Delta V}{2} \right)$ . Dans ce cas, la variation des quantités de mouvement entre les sections ( $S_{amont}$ ) et ( $S_{aval}$ ) est donnée par l'expression suivante :

$$\rho_w \left[ Q_{amont} \cdot V_{amont} - (Q_{amont} - q_{dif} \cdot \Delta x) \cdot (V_{amont} - \Delta V) - \Delta Q \left( V_{amont} - \frac{\Delta V}{2} \right) \right] \quad (3.19)$$

Les forces extérieures agissantes sur la masse d'eau située entre les deux sections ( $S_{amont}$ ) et ( $S_{aval}$ ), séparées par la distance  $\Delta x$ , sont respectivement: le poids de l'eau  $[\rho_w \cdot S \cdot I \cdot \Delta x]$ , les forces de frottement  $[\rho_w \cdot S \cdot J \cdot \Delta x]$  et les forces de pressions  $[\rho_w \cdot S \cdot \Delta h]$ .

L'application du théorème des quantités de mouvement entre les sections ( $S_{amont}$ ) et ( $S_{aval}$ ) permet de retrouver le schéma numérique d'intégration des lignes piézométriques proposé par VEN TE CHOW (1959) :

$$\Delta h = J \cdot \Delta x - I \cdot \Delta x + \frac{Q_{amont} \cdot (V_{amont} + V_{aval}) \cdot \Delta V}{g(Q_{amont} + Q_{aval})} \left[ 1 - \frac{q_{dif} \cdot \Delta x}{2 Q_{amont}} \right] \quad (3.20)$$

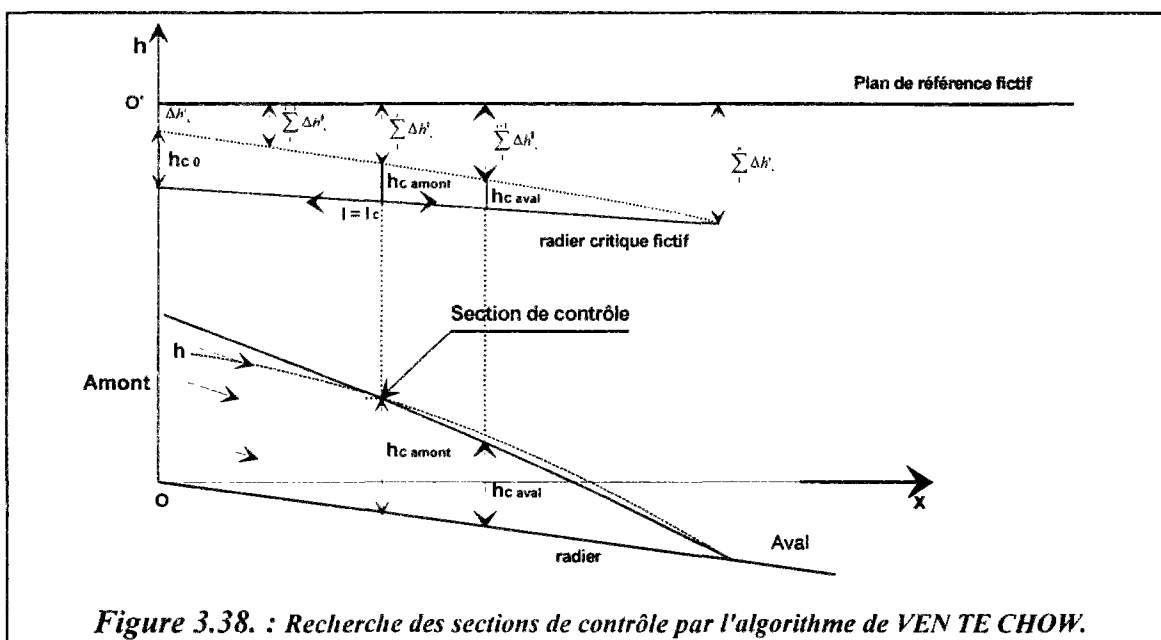
La résolution numérique de cette équation implicite (3.20) est assurée par l'algorithme itératif de NEWTON.

Le schéma numérique de VEN TE CHOW est performant dans la partie d'écoulement à surface libre, mais il ne converge pas dans la partie d'écoulement en charge. En effet, dans cette partie, la section d'écoulement et le rayon hydraulique deviennent constants et par conséquent le nombre de Froude ( $F_r$ ) et la largeur au miroir s'annulent ( $F_r = 0$ ,  $T = \frac{dS}{dh} = 0$ ) et la hauteur d'eau est limitée au diamètre du drain. Ceci ne permet pas la convergence de ce schéma numérique basé sur la variation des hauteurs piézométriques  $\Delta h$ .

En conclusion, la résolution numérique des équations d'écoulement dans le modèle HYDRODIF est assurée par la combinaison des deux schémas numériques présentés ci-dessus. En effet, l'intégration numérique des lignes piézométriques le long des écoulements dans les drains diffusants des eaux est assurée par la méthode de discrétisation de VEN TE CHOW dans la partie d'écoulement à surface libre et par l'algorithme de RUNGE-KUTTA d'ordre 4 dans la partie d'écoulement en charge.

#### 3.4.2.3.3. Application du schéma numérique de VEN TE CHOW à la recherche des sections de contrôle

Rappelons ici que la notion de section de contrôle n'est valable que dans la partie d'écoulement à surface libre. En écoulement en charge, le nombre de Froude est toujours égale à zéro ( $F_r = 0$ ) et la hauteur d'eau critique  $h_c$  n'a plus de sens physique. La hauteur d'eau et le débit d'écoulement sont connus au niveau des sections de contrôle ( $h = h_c$  et  $Q = Q_c$ ). Pour ces sections particulières, lieux de changement du type du régime d'écoulement (du fluvial en torrentiel et inversement), la pente du radier est dite "critique" ( $I = I_c$ ), (cf. figure 3.38).



L'algorithme de recherche des sections de contrôle est déduit à partir du schéma numérique de VEN TE CHOW. En effet, le calcul de la variation des hauteurs d'eau critiques  $\Delta h'_c$  à partir d'un plan de référence fictif de l'amont vers l'aval (cf. figure 3.38) permet de calculer la pente critique ( $I_c$ ) du radier d'un canal fictif :

$$I_c = \frac{\left( \sum_1^{j+1} \Delta h'_c + h_{c_{aval}} \right) - \left( \sum_1^j \Delta h'_c + h_{c_{amont}} \right)}{\Delta x} \quad \text{ou} \quad \Delta h'_c + h_{c_{aval}} - h_{c_{amont}} = I_c \cdot \Delta x \quad (3.21)$$

Au niveau des sections de contrôle ( $I = I_c$ ) la substitution de l'équation (3.21) dans l'équation (3.20) permet de retrouver l'algorithme de recherche des éventuelles sections de contrôle:

$$\frac{Q_{c_{amont}} \cdot (V_{c_{amont}} + V_{c_{aval}}) \Delta V_c}{g(Q_{c_{amont}} + Q_{c_{aval}})} \left[ 1 - \frac{q_{diff} \cdot \Delta x}{2 Q_{c_{amont}}} \right] + J_c \cdot \Delta x + (H_{c_{aval}} - H_{c_{amont}}) = I_c \cdot \Delta x \quad (3.22)$$

### 3.4.3. Validation du modèle HYDRODIF

#### 3.4.3.1. Généralités

Lorsque les paramètres d'un modèle ne peuvent pas être mesurés directement, leur calage est nécessaire. Dans ce cas, l'objectif de la calibration est d'attribuer des valeurs aux paramètres de telle sorte que l'écart entre la réponse du modèle et la réponse du système réel soit dans des limites acceptables (GUPTA et SOREOOSHIAN, 1982, cités par KAUARK LEITE, 1990).

Le modèle HYDRODIF est un modèle mécaniste basé physiquement sur les lois d'hydraulique à surface libre. En effet, ce modèle déterministe décrit les mécanismes internes du système de diffusion en se basant sur des lois de la mécanique ou de la physique (conservation de la masse, de l'énergie et des quantités de mouvement). Cependant le fait de considérer une vitesse uniforme par section d'écoulement est une simplification importante. Les deux paramètres à estimer sont le coefficient de STRICKLER ( $K_{st}$ ) et le coefficient de contraction du jet d'eau à la sortie des fentes ( $m$ ). Le premier est généralement fourni par les constructeurs de drains et il peut être obtenu à partir d'essais hydrauliques sur les drains. Le second a été évalué à partir de la mesure de débits de diffusion (cf. §3.2).

La procédure de validation ou justification du modèle consiste, en dernière analyse à vérifier si le modèle en question vérifie les critères susceptibles d'entraîner sa crédibilité. Parmi ces critères énumérés par DELATTRE (1979), cité par KAUARK LEITE (1990):

❶ cohérence rationnelle, ❷ ajustement aux données expérimentales, ❸ unicité ou identifiabilité et ❹ pouvoir de prévision ou de simulation.

La validation, stricto sensu, est normalement définie par la vérification de l'adéquation de l'ajustement entre les valeurs des variables simulées par le modèle et les variables observées dans le système sur une série de données différentes et avec des caractéristiques aussi éloignées que possible de celle qui a servi au calage.

Deux approches sont généralement utilisées pour évaluer la performance d'un modèle et la qualité d'un ajustement entre valeurs observées et valeurs simulées : (1) approche qualitative, basée sur la représentation graphique des valeurs mesurées et estimées, et (2) une approche statistique, basée sur l'évaluation de plusieurs critères statistiques.

La validation du modèle HYDRODIF a été basée principalement sur une approche qualitative de son ajustement aux données expérimentales.

#### ***3.4.3.2. Ajustement du modèle HYDRODIF aux données expérimentales***

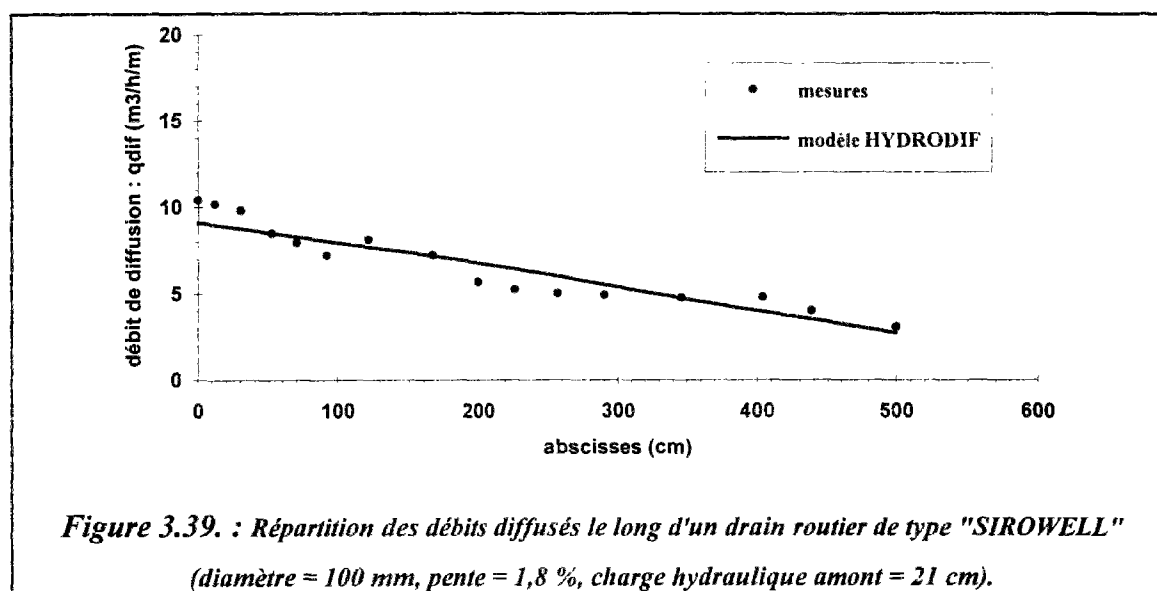
Le modèle numérique n'a été développé complètement que pour les écoulements dans des drains sans influence aval et les résultats qui suivent ne traitent donc que des expériences de ce type.

Après la validation des lois de débit de diffusion à travers les fentes des drains, en fonction des hauteurs piézométriques, en régimes noyé et dénoyé (cf. § 3.2), il est intéressant d'évaluer l'ajustement entre les valeurs des variables observées et simulées par le modèle HYDRODIF le long des drains. Cet ajustement a porté sur la répartition spatiale des débits de diffusion, des charges hydrauliques et des débits d'écoulement, le long des drains "routiers de type SIROWELL" (de diamètres 100 mm et 150 mm), pour différentes charges hydrauliques imposées à l'amont du dispositif de diffusion d'eau. La forme la plus évidente pour évaluer la qualité de l'ajustement est la représentation graphique des valeurs simulées et mesurées.

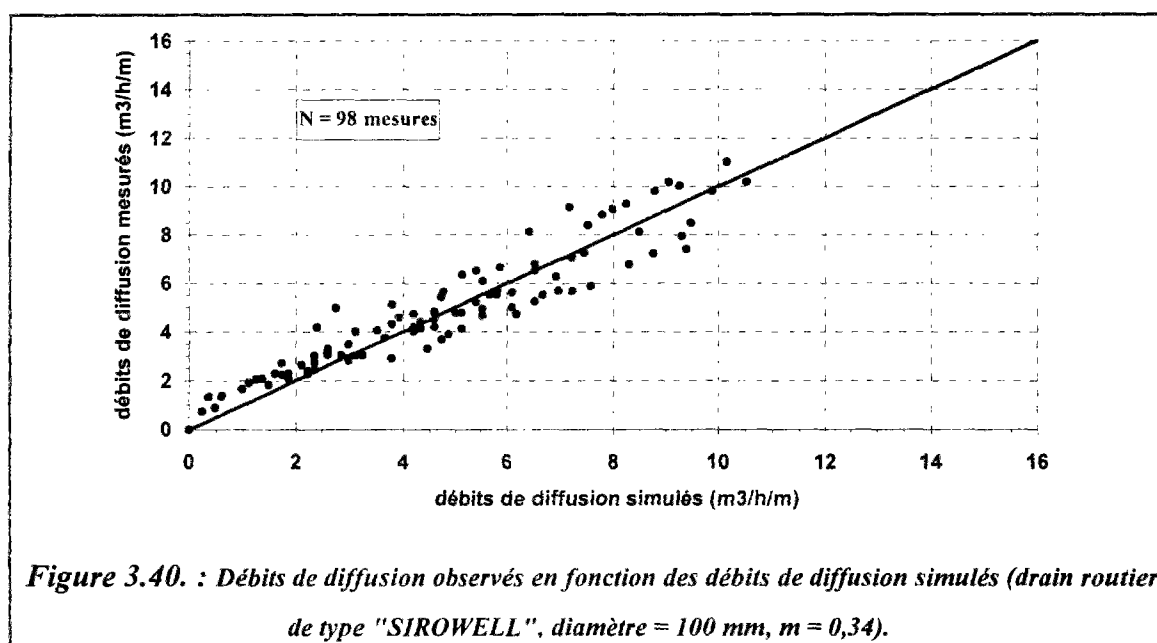
##### ***3.4.3.2.1. Comparaison de la répartition spatiale des débits de diffusion***

La figure (3.39), présentée ci-dessous et les figures (A.5.7) à (A.5.14), présentées à l'annexe 5, illustrent une comparaison entre les débits de diffusion simulés et mesurés le long des drains.





La figure (3.40) représente les débits de diffusion mesurés en fonction des débits de diffusion simulés pour le drain de diamètre 100 mm. Ce type de graphique permet de détecter les erreurs systématiques en fonction des différentes classes de la variable simulée aussi bien qu'une non-stationnarité des écarts. Les différents graphiques présentés montrent une légère sous estimation des faibles débits de diffusion, mais les écarts entre les débits de diffusion mesurés et simulés restent très faibles.



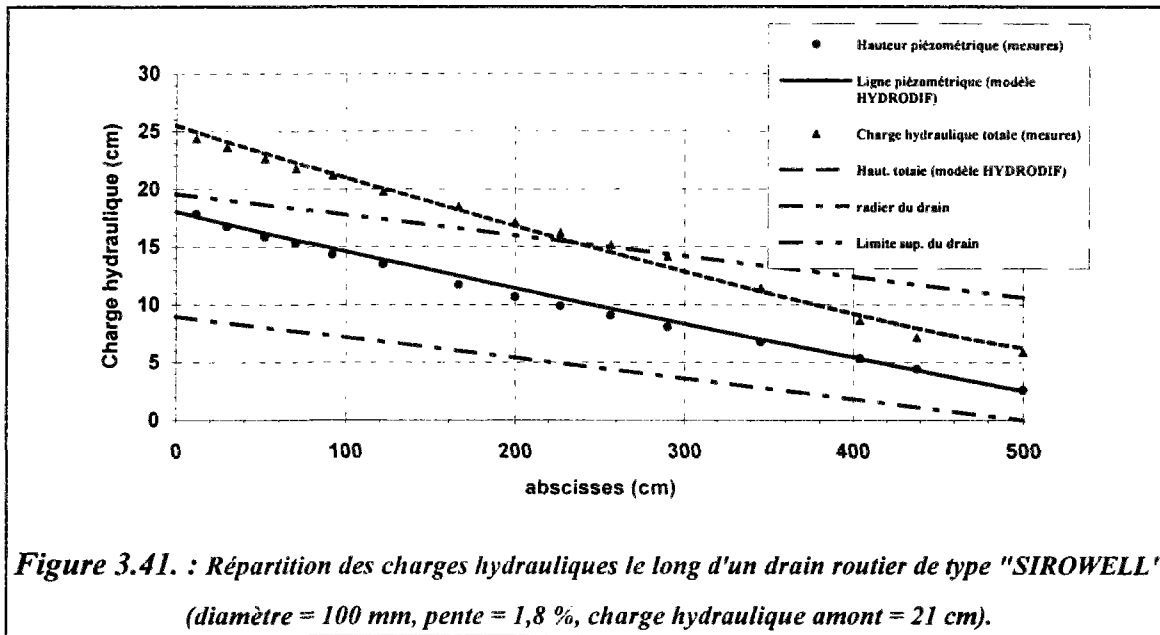
D'une manière générale, ces différents graphiques montrent que les débits de diffusion simulés par le modèle HYDRODIF sont bien ajustés aux valeurs mesurées le long des drains. Ceci conforte la validation de la loi de débit de diffusion adoptée (équation 3.1), à travers les fentes des drains, en fonction des hauteurs piézométriques. En plus de la validité de cette loi

de débit de diffusion, la qualité de cet ajustement dépend de la répartition spatiale des hauteurs piézométriques le long des drains.

### 3.4.3.2.2. Comparaison de la répartition spatiale des charges hydrauliques

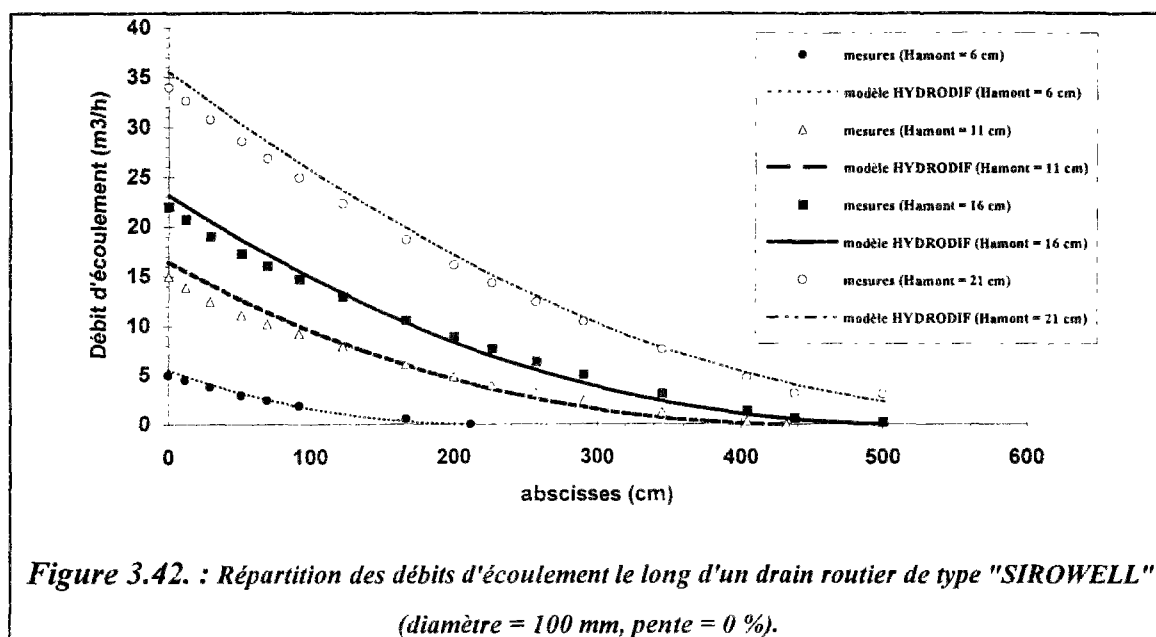
La répartition spatiale des hauteurs piézométriques et des charges hydrauliques totales simulées et mesurées le long des drains placés horizontalement ou en pente, pour différentes hauteurs d'eau imposées à l'amont du dispositif d'injection d'eau, est illustrée par la figure 3.41 et les figures A.5.15 à A.5.22, (cf. annexe 5). Les charges hydrauliques totales ( $H_{totale} = z + h + \frac{Q^2}{2gS^2(h)}$ ), ont été déduites à partir de la mesure des hauteurs piézométriques (h), du débit total à l'entrée du drain ( $Q_{amont}$ ) et des différents débits de diffusion ( $q_{dif}$ ) mesurés le long du drain.

Les hauteurs piézométriques simulées par le modèle HYDRODIF (cf. équation 3.14) sont en bon accord avec les valeurs mesurées le long des drains.

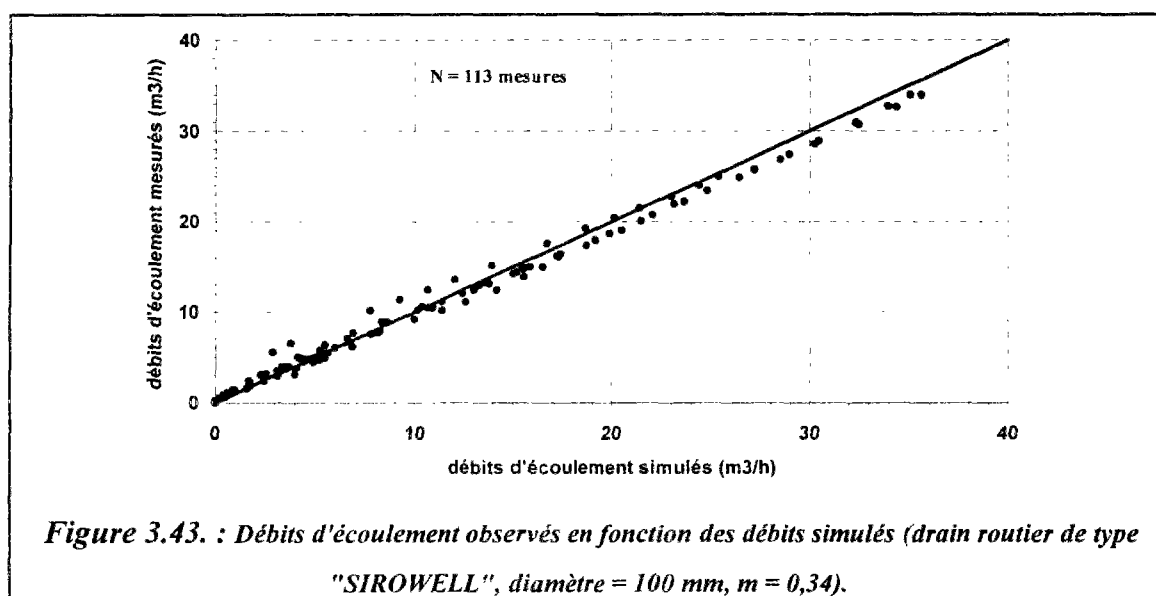


### 3.4.3.2.3. Comparaison de la répartition spatiale des débits d'écoulement

La répartition spatiale des débits d'écoulement dépend à son tour de celle des hauteurs piézométriques et des débits de diffusion le long des drains. La figure (3.42) et les figures (A.5.23) et (A.5.24), (cf. annexe 5) présentent les débits d'écoulement simulés et mesurés le long des drains pour différentes charges hydrauliques imposées à l'amont de ces systèmes d'injection d'eau.



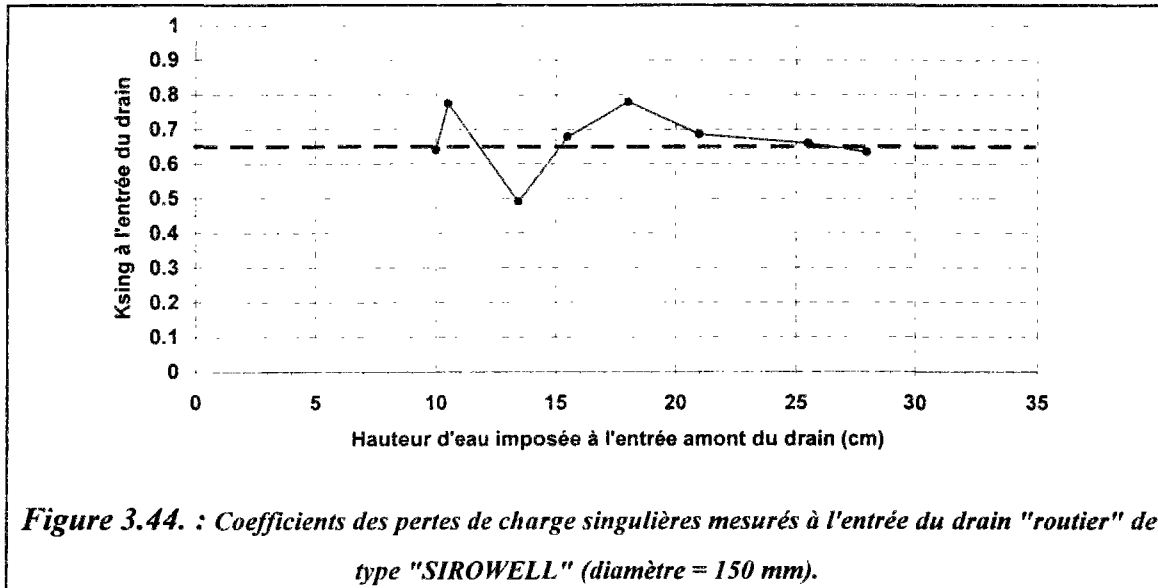
Cette comparaison a été complétée par la représentation graphique des débits d'écoulement mesurés en fonction des débits simulés par le modèle HYDRODIF (cf. figure 3.43).



Les débits d'écoulement simulés sont en bon accord avec ceux mesurés le long des drains. Ainsi, le modèle HYDRODIF retrouve les débits imposés à l'entrée (amont) des drains avec une légère surestimation (erreur relative < 10 %). Les longueurs d'écoulement simulées et mesurées sont identiques.

Ces différents ajustements dépendent aussi de la qualité et de la précision des mesures. Ils dépendent du coefficient de perte de charge singulière à l'entrée du drain ( $K_{\text{sing}}$ ). Ce

dernier a été évalué à partir de ces expérimentations de diffusion d'eau, réalisées avec le drain 150 mm à  $K_{\text{sing}} \cong 0,65$  (cf. figure 3.44).



Afin d'avoir des critères de qualité d'ajustement indépendants du jugement subjectif de l'observateur, cette approche qualitative de validation du modèle HYDRODIF a été complétée par le calcul de quelques critères statistiques. En effet, les moyennes et les écarts types des valeurs mesurées et simulées des débits sont très proches. L'erreur relative sur la moyenne des débits est de 2 %, l'erreur relative sur l'écart type des débits simulés et mesurés est de 6 %. L'écart quadratique relatif entre les valeurs simulées et mesurées ( $EQR = 100 \frac{\left[ \sum (Y_{\text{mesuré}} - Y_{\text{simulé}})^2 \right]}{\left[ \sum (Y_{\text{mesuré}})^2 \right]}$ ) est inférieur à 0,5 % pour les débits d'écoulement et à 2,5 % pour les débits de diffusion. Le coefficient de détermination ( $Cd = 1 - \frac{\left[ \sum (Y_{\text{mesuré}} - Y_{\text{simulé}})^2 \right]}{\left[ \sum (Y_{\text{mesuré}} - \bar{Y}_{\text{mesuré}})^2 \right]}$ ) est de 99 % pour les débits d'écoulement et de 90 % pour les débits de diffusion.

En conclusion, le modèle HYDRODIF représente bien le système de diffusion d'eau par des drains. Les débits de diffusion, les hauteurs piézométriques et les débits d'écoulement simulés par ce modèle sont bien ajustés aux valeurs expérimentales. Les écarts entre les valeurs simulées et mesurées restent relativement faibles (cf. figures A.5.25 et A.5.26, présentées en annexe 5). Ce modèle est satisfaisant, il répond bien aux questions qui ont donné lieu à sa mise en oeuvre. Il constitue un outil d'aide à la conception et au dimensionnement des systèmes de diffusion d'eau dans les structures réservoirs.

### 3.4.4. Analyse de sensibilité du modèle HYDRODIF

#### 3.4.4.1. Généralités

L'analyse de sensibilité permet d'évaluer la précision et les incertitudes de la modélisation. Les erreurs dans la réponse d'un modèle sont dues essentiellement aux:

- ❶ erreurs sur les données d'entrée ou de sortie, qui peuvent être systématiques ou aléatoires,
- ❷ erreurs dans l'évaluation des paramètres, qui peuvent être dues à une mauvaise représentativité des phénomènes et de leur variabilité spatio-temporelle par les données de calage ou à la procédure de calage,
- ❸ erreurs dues à l'incapacité du modèle à représenter fidèlement le système étudié.

L'analyse de sensibilité des modèles mathématiques est une procédure qui permet de tester a posteriori, une fois que la représentation mathématique du phénomène à modéliser a été identifiée, le comportement de ces modèles et d'évaluer l'impact de la modification d'une seule variable de forçage ou d'un paramètre préalablement estimé (pendant que les autres restent constants) sur les variables simulées par le modèle.

Les renseignements obtenus à partir de l'analyse de sensibilité peuvent être utiles pour:

- ⇒ identifier les paramètres et les variables de forçage les plus sensibles et qui ont plus d'influence sur les variables de sortie,
- ⇒ juger si le modèle est cohérent avec les bases théoriques qui ont donnés lieu à sa mise en oeuvre,
- ⇒ évaluer les erreurs de simulation dues aux incertitudes dans l'évaluation des paramètres et des variables de forçage.

L'analyse de sensibilité a été largement utilisée dans la modélisation hydrologique et notamment pour les modèles conceptuels de la transformation pluie-débit (DESBORDES et RAOUS, 1976; SOROCHIAN et ARFI, 1982, ...). L'indice ou le coefficient de sensibilité a été largement utilisé pour quantifier la variation de la réponse des modèles suite aux variations des paramètres ou des variables de forçage. La forme adimensionnelle de ce coefficient de sensibilité est défini comme étant le rapport de la variation relative de la variable simulée sur la variation relative d'un paramètre ou d'une variable de forçage (KAUARK LEITE, 1990; BELHADJ, 1994) :

$$SP_{i,j} = \frac{\Delta Y_{j,simulé} / Y_{j,simulé}}{\Delta P_i / P_i} = \frac{[f(P_1 + \Delta P_i, P_{k/k \neq i}) - f(P_1, P_2, \dots, P_n)] / f(P_1, P_2, \dots, P_n)}{\Delta P_i / P_i} \quad (3.23)$$

avec,

$SP_{i,j}$  : coefficient de sensibilité de la j-ième variable de sortie  $Y_j$  par rapport au i-ième paramètre  $P_i$ .

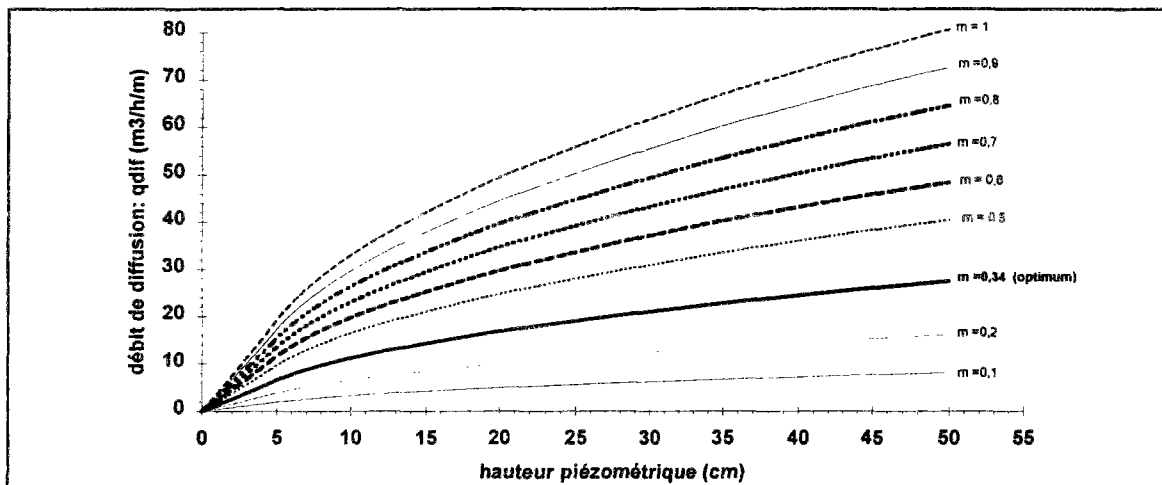
L'analyse de sensibilité du modèle mécaniste HYDRODIF concerne principalement les débits de diffusion, les débits d'écoulement, les charges hydrauliques et les longueurs maximales de diffusion suite aux variations du coefficient de débit (contraction du jet d'eau à

la sortie des fentes des drains " $m$ "), du coefficient de perte de charge par frottement (coefficient de STRICKLER, " $K_{st}$ ") et du pas de calcul ( $\Delta x$ ).

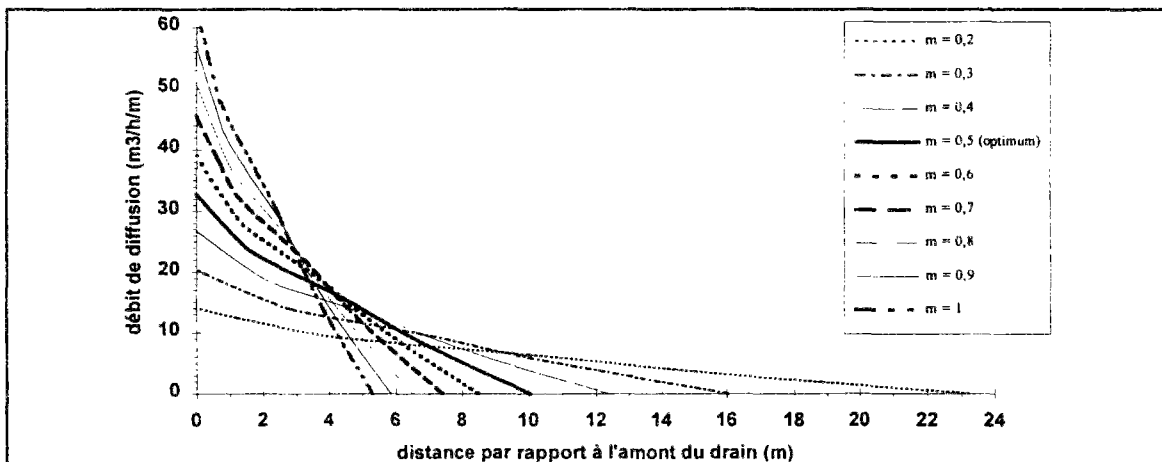
### 3.4.4.2. Influence du coefficient de contraction ( $m$ )

#### 3.4.4.2.1. Sensibilité des débits de diffusion ( $q_{dif}$ )

La figure 3.45 et la figure A.5.27 de l'annexe 5 illustrent l'influence du coefficient de contraction ( $m$ ) sur la loi régissant le débit de diffusion d'eau à travers les fentes des drains, en fonction de la charge piézométrique disponible. L'influence de ce coefficient de contraction sur la répartition spatiale des débits diffusés le long du drain, pour une charge hydraulique imposée à l'amont du drain, est illustrée par la figure 3.46.



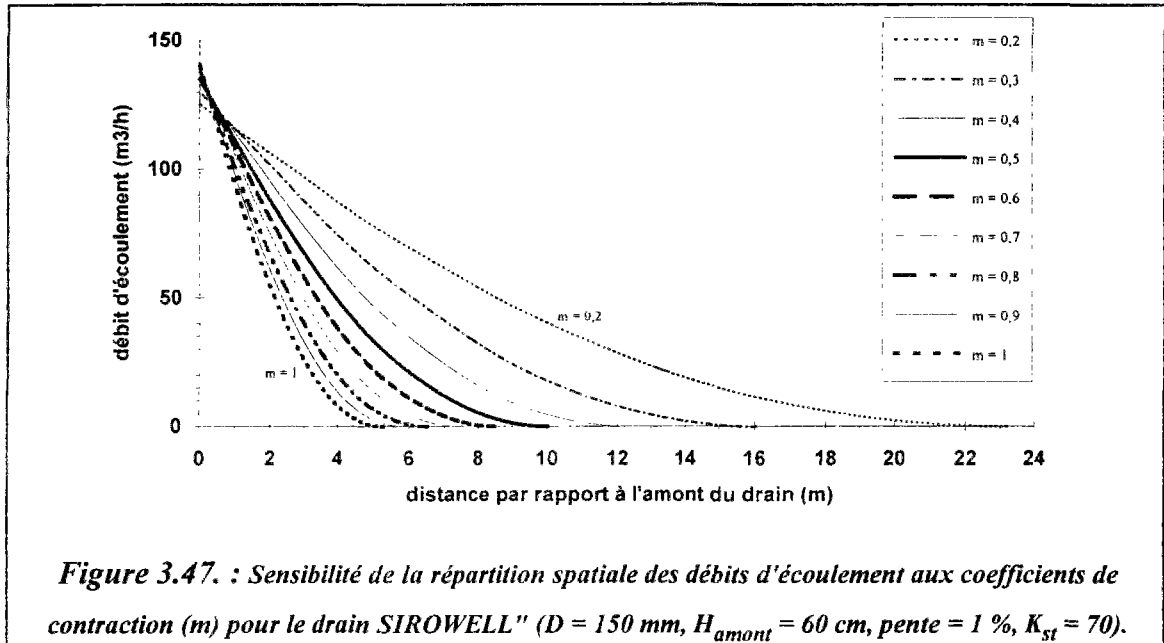
**Figure 3.45. :** Sensibilité de la loi du débit de diffusion à la variation du coefficient de contraction ( $m$ ) pour le drain "routier" de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm).



**Figure 3.46. :** Sensibilité de la répartition spatiale des débits de diffusion à la variation du coefficient  $m$  pour le drain "SIROWELL" ( $D = 150$  mm,  $H_{amont} = 60$  cm,  $I = 1$  %,  $K_{st} = 70$ ).

#### 3.4.4.2.2. Sensibilité de la répartition spatiale des débits d'écoulement

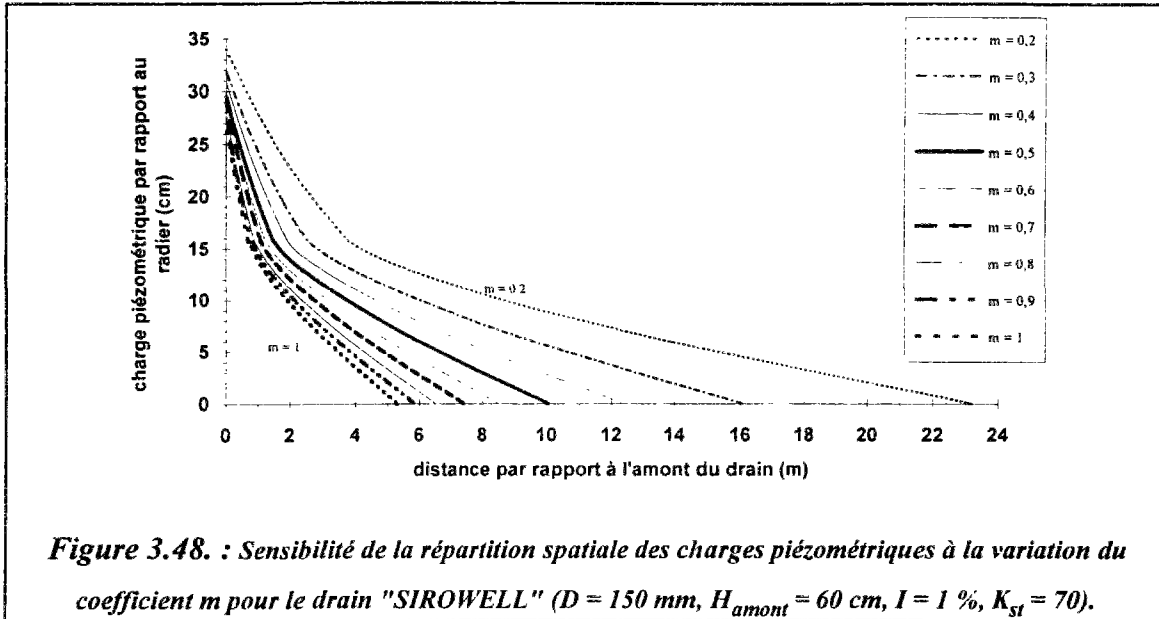
La figure 3.47 représente un exemple de sensibilité de la répartition spatiale des débits d'écoulement le long du drain "SIROWELL" de diamètre 150 mm, suite aux variations des coefficients de contraction.



L'accroissement de ces coefficients se traduit par l'augmentation des débits diffusés (cf. figures 3.45 et 3.46) et par la diminution des longueurs de diffusion [longueurs maximales sur lesquelles l'eau est diffusée], (cf. figures 3.46 et 3.47). Cependant, le débit total que le système de diffusion peut accepter, pour une charge hydraulique imposée à l'amont du drain, est insensible à la variation du coefficient de contraction. Il y a un effet de compensation entre les longueurs et les débits de diffusion. En effet, ce débit total n'est autre que l'intégration des débits diffusés sur la longueur de diffusion (cf. équation 3.3 au § 3.2.2.3.1).

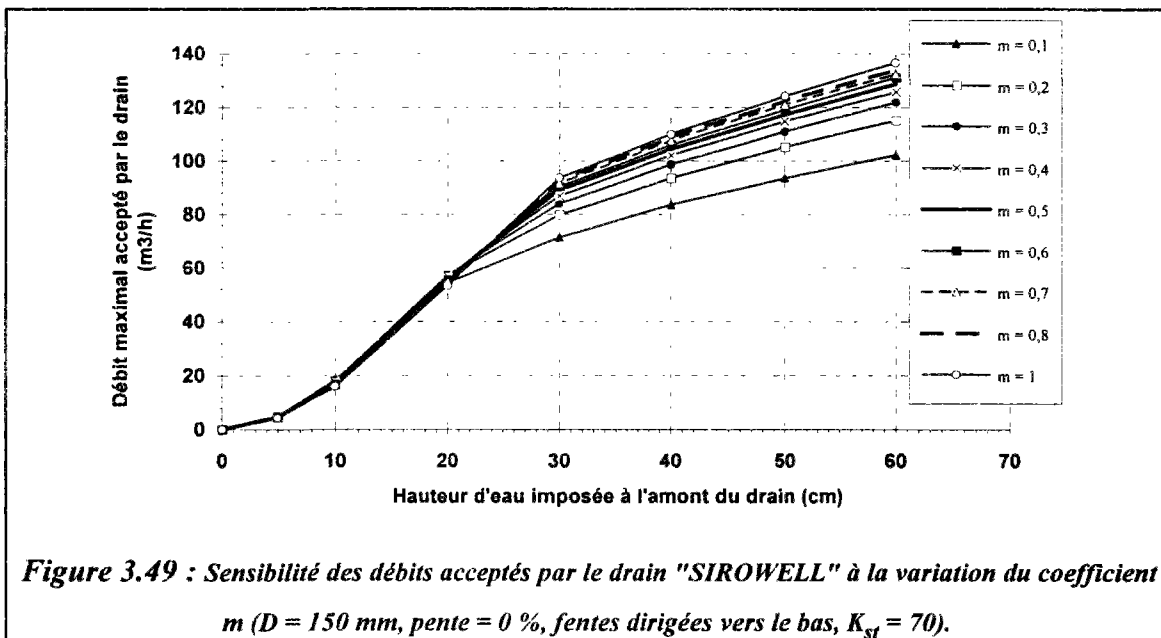
#### 3.4.4.2.3. Sensibilité de la répartition spatiale des charges piézométriques

L'influence du coefficient de contraction sur la répartition spatiale des hauteurs piézométriques le long des drains est illustrée par la figure 3.48. L'augmentation des coefficients de contraction entraîne l'accroissement des débits de diffusion, ce qui se traduit par l'accroissement de la perte de charge due aux frottements et à l'injection d'eau. Dans ce cas, la charge hydraulique disponible est dissipée sur une distance moins importante et les longueurs de diffusion deviennent de plus en plus courtes.

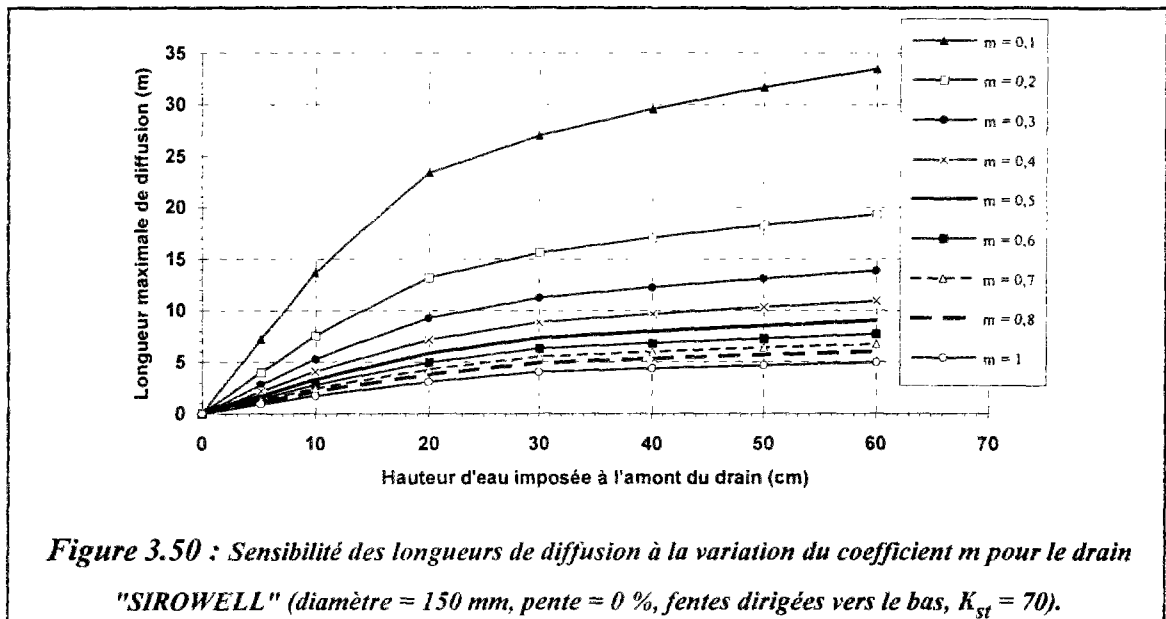


#### 3.4.4.2.4. Sensibilité des débits maximaux et des longueurs de diffusion

Les graphiques 3.49 et 3.50 représentent respectivement l'effet des coefficients de contraction sur les débits que peuvent diffuser le drain "SIROWELL" de diamètre 150 mm et sur les longueurs maximales de diffusion correspondantes. Les graphiques correspondant au drain 100 mm sont présentés à l'annexe 5 (cf. figures A.5.28 et A.5.29). Ces différents graphiques montrent que les longueurs de diffusion sont plus sensibles aux coefficients de contraction que les débits maximaux. Ils confirment aussi l'effet de compensation entre les débits et les longueurs de diffusion.





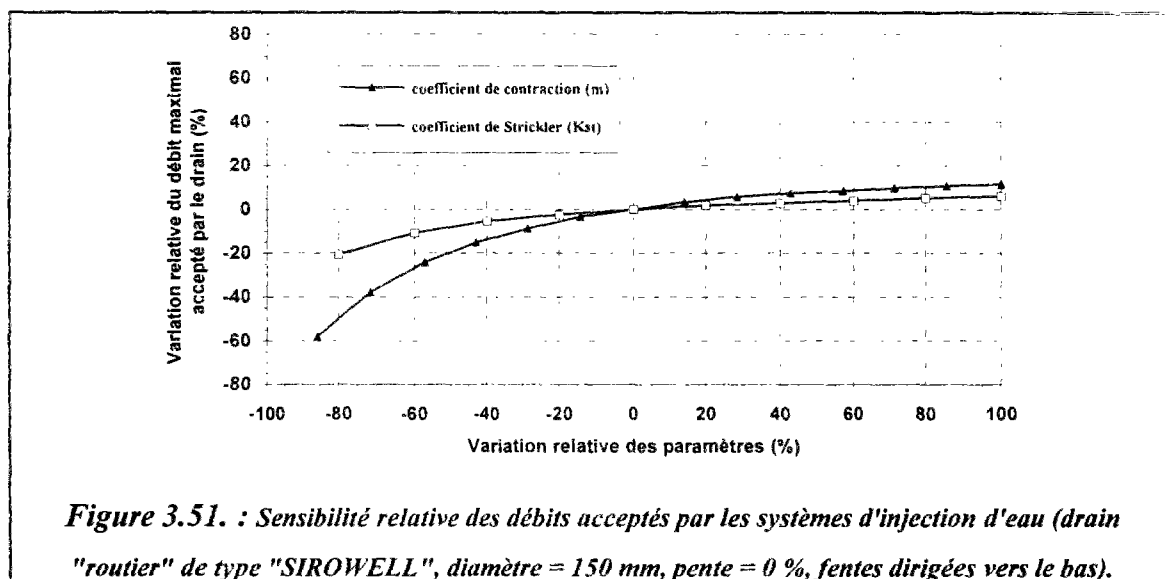


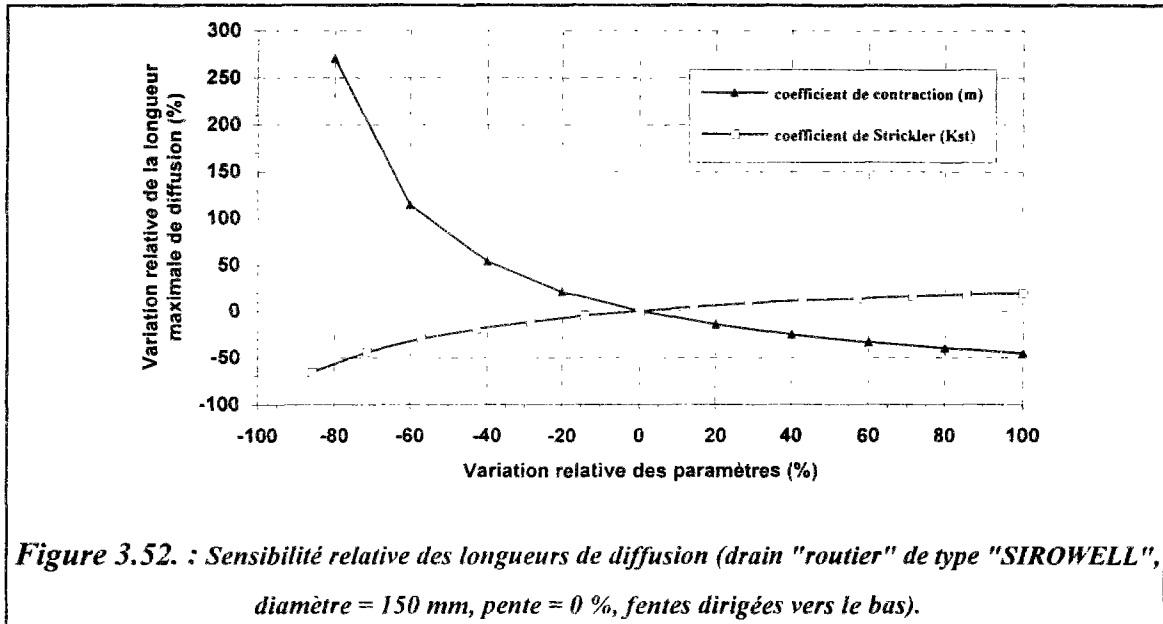
L'analyse de sensibilité du modèle HYDRODIF aux variations des coefficients de perte de charge par frottement (coefficient de Strickler) et des pas de calcul ( $\Delta x$ ) est présentée à l'annexe 5 (cf. figures A.5.30 à A.5.37).

#### 3.4.4.3. Conclusion

Le modèle HYDRODIF reste stable, précis et indépendant des pas de calcul jusqu'à des pas d'intégration importants ( $\Delta x < 50$  cm). Ce modèle est plus sensible aux coefficients de contraction qu'aux coefficients de Strickler (cf. figures 3.51 et 3.52). Le modèle HYDRODIF est plus sensible aux sous-estimations des paramètres qu'aux surestimations.

Les longueurs de diffusion sont très sensibles notamment aux coefficients de contraction. Ces derniers doivent être évalués soigneusement et avec une grande précision.





### 3.5. APPLICATION : ABAQUES DE CONCEPTION DES OUVRAGES DE DIFFUSION D'EAU DANS LES STRUCTURES RESERVOIRS

Le modèle HYDRODIF fournit un outil d'aide à la conception et au dimensionnement des dispositifs de diffusion d'eau dans les structures réservoirs. En effet, ce modèle permet de simuler, pour différents diamètres, les écoulements le long des drains soumis à différentes charges hydrauliques à l'amont. Ceci permet de déterminer, en particulier, les longueurs maximales de diffusion, les débits que peuvent accepter ces systèmes d'injection d'eau. Les figures 3.53 et 3.54 présentent un exemple d'abaque établi avec ce modèle, pour le dimensionnement des drains d'injection d'eau de type "SIROWELL" adaptés au drainage routier et placés avec une pente de 1 % et dont les fentes sont dirigées vers le bas. Ces abaques sont valables pour les drains suffisamment longs et sans influence aval.

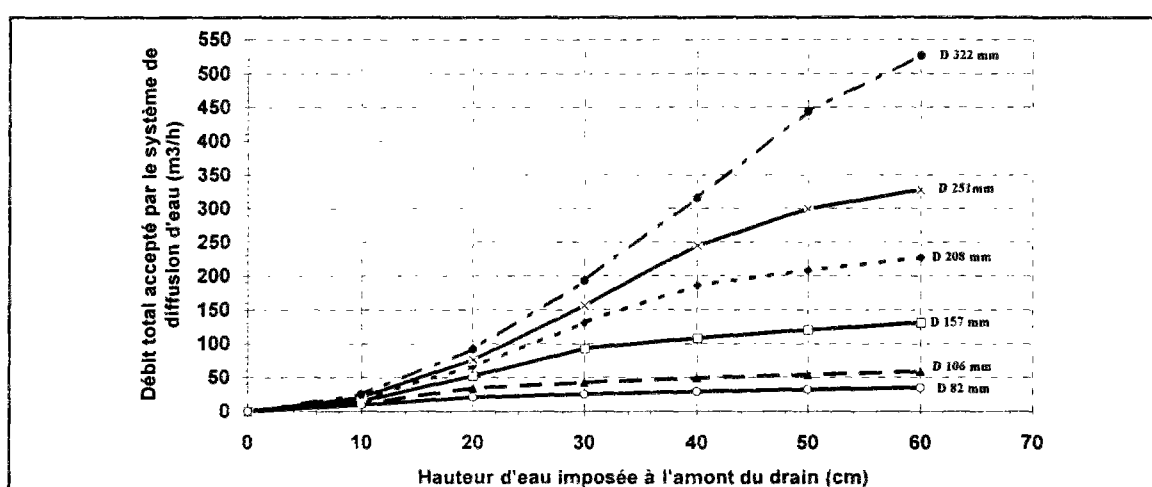


Figure 3.53. : Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains [ $Q_{amont} = f(H_{amont})$ ].

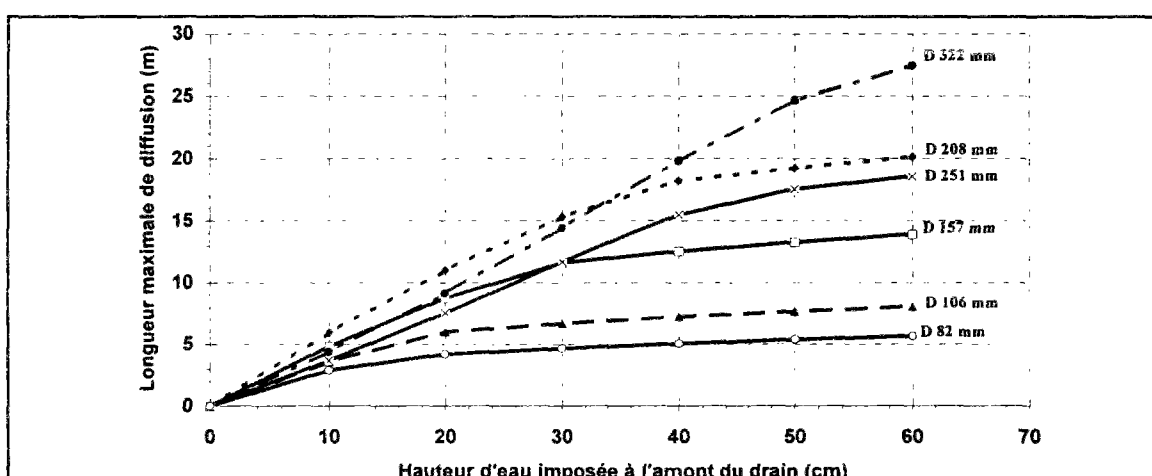
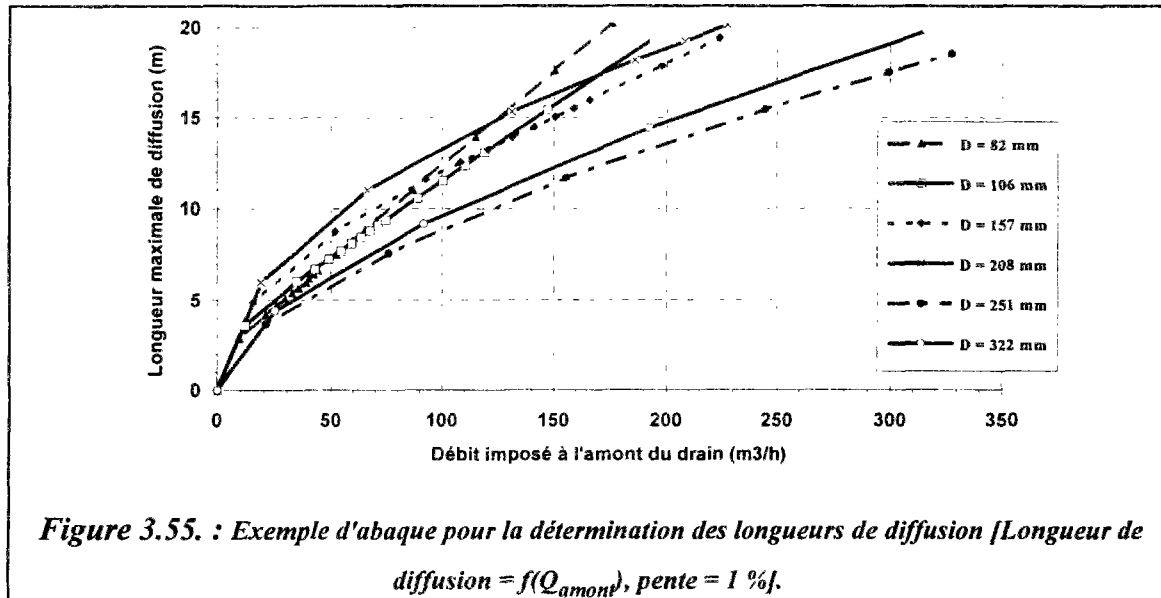


Figure 3.54. : Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains de diffusion d'eau [Longueur de diffusion =  $f(H_{amont})$ , pente = 1 %].

La combinaison de ces deux graphiques (figures 3.53 et 3.54) permet de représenter les longueurs des drains nécessaires pour la diffusion d'un débit donné (cf. figure 3.55).



Les abaques de dimensionnement des drains placés respectivement en position horizontale ou en pente de 3% et 5% , sont présentés à l'annexe 5 (cf. figures A.5.38 à A.5.43).

Un exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains d'injection d'eau et dont les fentes sont dirigées vers le haut est présenté à l'annexe 5 (cf. figures A.5.44 et A.5.45). Dans ce cas, peu de fentes participent à la diffusion d'eau et par conséquent les débits diffusés sont moins importants que le cas où les fentes sont dirigées vers le bas, par contre les longueurs de diffusion sont plus importantes.

### 3.6. CONCLUSION

Les conditions d'écoulement à travers un drain servant à la diffusion d'eau dans un milieu poreux très ouvert et très perméable ont été abordées selon deux approches: une approche expérimentale et une approche numérique ou de modélisation.

Cette étude a fourni une expression du débit diffusé par unité de longueur du drain en fonction de la hauteur piézométrique à l'intérieur de ce dernier, en fonctionnement noyé ou dénoyé. Dans le cas où le drain est alimenté par une extrémité et sert à la fois au transit de l'eau et à sa diffusion, le coefficient dit "de contraction" est plus faible que pour la diffusion d'eau à travers un petit élément du drain.

Un modèle mécaniste basé physiquement sur les lois d'hydraulique à surface libre a été mis au point pour simuler la diffusion d'eau en régime permanent à travers un drain. Le modèle appelé "HYDRODIF" permet de déterminer la répartition spatiale des débits de diffusion, des hauteurs piézométriques et des débits d'écoulement le long des drains d'injection d'eau. Il est possible d'en déduire les longueurs maximales de diffusion et les débits que peuvent accepter ces systèmes de diffusion d'eau.

Ce modèle déterministe, décrivant le fonctionnement hydraulique des systèmes de diffusion d'eau, a été validé par l'approche expérimentale. Les comparaisons des résultats des expérimentations et des simulations sont satisfaisantes.

L'analyse de sensibilité a montré que les variables simulées sont relativement sensibles aux variations du coefficient de contraction. Cependant, le pas de calcul n'influe pas sur la stabilité et la précision de ce modèle.

Le modèle fournit un outil pour choisir les dimensions des drains à utiliser pour injecter des eaux pluviales dans une structure réservoir. En l'état actuel, il ne permet pas de prendre en compte les influences aval. Cet aspect n'a été abordé que selon l'approche expérimentale qui montre la formation des perturbations des écoulements et l'apparition d'un phénomène semblable au ressaut hydraulique dont sa modélisation est différente du cas où les drains sont suffisamment longs et les écoulements ne sont pas influencés à l'aval.

## **Chapitre 4**

**Etude en régime transitoire des  
structures réservoirs sans drains à l'aide  
d'un code de calcul par éléments finis**



## **Chapitre 4**

### **Etude en régime transitoire des structures réservoirs sans drains à l'aide d'un code de calcul par éléments finis**

#### **4.1. INTRODUCTION**

Les structures réservoirs non équipées de système de diffusion d'eau peuvent recevoir les eaux de pluie tombant sur leur surface par infiltration à travers un revêtement drainant et les eaux pluviales provenant de structures réservoirs ou de bassins versants voisins.

Après l'étude en régime permanent du mécanisme de diffusion d'eau par des drains dans les structures réservoirs, ce chapitre sera consacré à l'étude en régime transitoire des écoulements dans les matériaux poreux constituant la partie réservoir de ces structures. En effet, le mécanisme de transfert d'eau à travers les structures poreuses joue un rôle prépondérant dans le fonctionnement hydraulique de ces ouvrages de stockage d'eaux pluviales.

Quelques exemples de simulations numériques du fonctionnement hydraulique, en régime transitoire, d'un élément ou d'une série de structures réservoirs sans drains seront présentés. Ces simulations ont été réalisées à l'aide du code de calcul par éléments finis (CESAR-LCPC) et plus précisément avec le module NAPP, basé sur la loi de DARCY et sur l'approche de DUPUIT, simulant les écoulements en plan dans les nappes aquifères.

Au cours de ces simulations, l'influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange (conditions aux limites: potentiel hydraulique ou flux imposé à l'exutoire) sur l'écroulement des débits, le transfert et le stockage des eaux pluviales dans les structures poreuses a été étudiée.

En raison de la particularité des matériaux poreux constituant les structures réservoirs (matériaux "ouvert" très perméable et de grande porosité) et de la difficulté de modélisation de la zone non saturée de ce milieu poreux particulier (absence de données et des courbes caractéristiques  $K(\theta)$  et  $\theta(h)$ , incorporation presque immédiate de la pluie infiltrée à la nappe d'eau et prédominance de l'effet de gravité par rapport aux effets de capillarité, etc.), le modèle NAPP du code CESAR-LCPC a été retenu pour simuler les écoulements dans la zone saturée des structures réservoirs. Ce modèle a été choisi aussi pour sa simplicité et pour sa disponibilité.



## 4.2. LE CODE DE CALCUL PAR ELEMENTS FINIS CESAR-LCPC

### 4.2.1. Présentation générale

Le code de calcul CESAR-LCPC, développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, est un programme de calcul par la méthode des éléments finis, particulièrement adapté à la résolution des problèmes de génie civil et de génie industriel (calcul des structures, mécanique des sols et des roches, thermique, écoulements en milieu poreux).

Le progiciel CESAR-LCPC désigne l'ensemble formé par le pré-processeur MAX pour la génération du maillage (en 2 D et en 3 D) et la préparation des données spécifiques au problème étudié, par le programme de calcul par éléments finis CESAR proprement dit (code modulaire s'inspirant de la présentation de la méthode des éléments finis faite par ZIENKIEWICZ (1971) et par DHATT et TOUZOT (1984)), et par le post-processeur PEGGY pour la visualisation graphique des résultats. Ces différents programmes communiquent entre eux par l'intermédiaire d'une base de données caractéristique de l'étude effectuée (HUMBERT, 1989).

En dehors des problèmes mécaniques (statiques ou dynamiques), le progiciel CESAR-LCPC comporte les modules d'exécution suivant permettant de traiter certains problèmes de diffusion:

**NAPP** : calcul des nappes aquifères multicouches en régime permanent ou transitoire,

**NSAT** : résolution d'un problème d'écoulement en milieu poreux non saturé, en régime permanent ou transitoire,

**SURF** : résolution d'un problème d'écoulement plan en milieu poreux avec surfaces libres dans le cas stationnaire,

**DTLI** : résolution d'un problème de diffusion transitoire linéaire par intégration directe,

**DTNL** : résolution d'un problème de diffusion non linéaire,

**TEXO** : calcul d'un champ de température se développant dans une pièce en béton en cours de prise.

Il existe aussi quelques modules de couplage (mécanique-diffusion).

Le module NAPP a été utilisé, dans le cadre de cette thèse, pour la simulation des écoulements dans les structures réservoirs. Le module NSAT peut être utilisé pour simuler les éventuelles infiltrations en milieu non saturé dans le sol situé sous les structures réservoirs.

### 4.2.2. Le Module NAPP

Ce module est destiné au calcul en plan des nappes aquifères en régime permanent ou transitoire. Il permet, à partir de la description géométrique en plan, des couches de l'aquifère

et de la donnée de leurs propriétés hydrodynamiques (perméabilité et porosité) et des conditions initiales et aux limites, de calculer en tout noeud du maillage le niveau piézométrique de la nappe ainsi que les composantes de sa vitesse, intégrées sur la hauteur de la nappe (hypothèse de DUPUIT).

#### 4.2.2.1. Formulation du modèle NAPP

Pour le modèle NAPP, la détermination des écoulements dans une nappe aquifère se limite à la zone saturée. Outre l'équation de continuité du fluide, ce modèle repose sur la loi de DARCY et l'hypothèse de DUPUIT, qui suppose qu'en tout point la vitesse de l'eau est horizontale (cf. chapitre 2). Dans ces conditions, la charge hydraulique est égale au niveau piézométrique de la nappe  $[H(x, y, t) = Z(x, y, t)]$ .

Pour un milieu poreux indéformable, le module NAPP est basé sur l'équation de diffusion suivante (PIAU, 1991) :

$$n(x, y, z) \cdot \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( T_{xx}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial x} + T_{xy}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_{xy}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial x} + T_{yy}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial y} \right) + q \quad (4.1)$$

avec,  $(o, x, y, z)$  : repère cartésien;  $(o, x, y)$  : plan horizontal et  $oz$  : axe vertical orienté vers le haut,  $n(x, y, z)$  : porosité des différentes couches de l'aquifère,  $[L^3/L^3]$ ,  $H(x, y, t)$  : niveau piézométrique de la nappe  $[L]$ ,  $q$  : terme source ou débit par unité de surface,  $[LT^{-1}]$ ,  $T_{xx}$ ,  $T_{xy}$  et  $T_{yy}$  sont les composantes du tenseur de transmissivités,  $[L^2T^{-1}]$ , définies par :

$$T_{ij}(x, y, z) = \int_{z_0(x, y)}^z k_{ij}(x, y, z') \cdot dz'$$

où  $K_{ij}$  sont les composantes, en un point de l'aquifère, du tenseur des perméabilités de DARCY.  $z_0(x, y)$  désigne l'équation du substratum, supposé imperméable.

En milieu poreux homogène et isotrope, l'équation de diffusion (4.1) se simplifie et permet de retrouver l'équation connue de BOUSSINESQ :

$$n \cdot \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{K_s}{2} \left[ \frac{\partial^2 H^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H^2}{\partial y^2} \right] + q \quad (4.2)$$

Pour le modèle NAPP, les conditions aux limites sont décrites en général par la donnée d'équipotentiellles (lignes piézométriques ou charges hydrauliques imposées), formées par exemple par le réseau de rivières alimentant l'aquifère (condition de DIRICHLET) et par la donnée des frontières à flux imposé (condition de NEUMAN), en particulier les frontières à flux nul.

L'équation (4.1), valable sur un domaine  $\Omega$ , est associée à deux types de conditions aux limites sur le contour :

- charge hydraulique imposée :  $H = \bar{H}$  sur la frontière  $\Gamma_H$  du domaine  $\Omega$ ,
  - flux imposé :  $\Phi = (-\bar{q} \cdot \vec{n}) = \bar{\Phi}$  sur la frontière  $\Gamma_\Phi$
- où  $\Gamma_H$  et  $\Gamma_\Phi$  forment une partition du contour  $\Gamma$  ( $\Gamma = \Gamma_H \cup \Gamma_\Phi$ ).

Remarquons ici que le troisième type de condition aux limites: condition d'échange ou condition mixte du type CAUCHY :  $\Phi = k_{ech}(H) \cdot (H - H_{ext})$  n'est pas programmé dans le module NAPP. Ceci ne permet pas d'imposer au niveau des exutoires (condition aux limites) des lois de débit en fonction de la charge hydraulique.

Le vecteur flux (généralisé) qui est égal au flux "local"  $[\bar{q}]$  intégré sur la hauteur de la nappe, est donné par l'expression :

$$\vec{\Phi} = -T \cdot \overrightarrow{\text{grad} H} \quad (4.3)$$

#### 4.2.2.2. Formulation en éléments finis

La démarche suivie pour arriver à une formulation ou à une transcription en "éléments finis" de l'équation de diffusion (4.1) comporte deux étapes (HUMBERT, 1984; PIAU, 1991) :

- ❶ ramener le problème de la résolution d'un système différentiel à celui de la recherche du minimum d'une fonctionnelle (formulation variationnelle dite encore "formulation faible") plus facile à résoudre numériquement,
- ❷ ramener ensuite le problème de la détermination d'une fonction inconnue minimisant cette fonctionnelle à celui du calcul d'un nombre fini d'inconnues par décomposition du domaine  $\Omega$  en un nombre fini d'éléments sur chacun desquels on impose le type de variation de la fonction inconnue.

Introduisons, sans entrer dans la complexité de l'analyse fonctionnelle, les espaces de fonctions  $D_0$  et  $D_{\bar{H}}$ , définies sur  $\Omega$ , respectivement nulles et égales à  $\bar{H}$  imposé (à l'instant  $t$  fixé) sur la frontière  $\Gamma_H$ . Soit  $\vartheta_0$  une fonction régulière quelconque dans l'espace  $D_0$ . L'application du principe variationnel à l'équation (4.1) conduit à la recherche de la charge hydraulique  $H \in D_{\bar{H}}$ , rendant nulle pour tout  $\vartheta_0$  l'expression  $L(H, \vartheta_0, t)$ , (PIAU, 1991) :

$$L(H, \vartheta_0, t) = \int_{\Omega} T_{ij}(H) \frac{\partial H}{\partial x_i} \frac{\partial \vartheta_0}{\partial x_j} d\Omega - \int_{\Omega} \left( q + n(H) \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \right) \vartheta_0 d\Omega - \int_{\Gamma_\Phi} \bar{\Phi} \cdot \vartheta_0 d\Gamma = 0 \quad (4.4)$$

où :  $T_{ij}(H)$  désigne la matrice des transmissivités.

PIAU (1991) a démontré que cette formulation variationnelle intègre la condition de "continuité du flux normal", à l'interface de deux matériaux de caractéristiques différentes.

La prise en compte des conditions aux limites et la discrétisation spatiale de la formulation variationnelle (4.4) au moyen de la méthode des éléments finis conduisent, après assemblage, à l'équation matricielle globale (système d'équations différentielles non linéaires du premier ordre,  $N \times N$ ) :

$$C_G(H_G) \cdot \dot{H}_G = T_G(H_G) \cdot H_G + F_G(H_G, t) \quad (4.5)$$

avec,

- $N$  : nombre de noeuds du maillage, autres que ceux situés sur la frontière  $\Gamma_H$ ,
- $H_G(t)$  : vecteur des valeurs nodales de la charge hydraulique,  $H_G(t) = (H_1(t) \dots H_i(t) \dots H_N(t))$ ,
- $\dot{H}_G$  : dérivée de  $H_G(t)$  par rapport au temps,
- $T_G(H_G)$  : matrice des transmissivités (ou matrice de "rigidité" globale),
- $F_G(H_G, t)$  : vecteurs des chargements et conditions aux limites (vecteur des "forces" ou débits nodaux).

Pour le module NAPP, le calcul de la matrice  $C_G(H)$  ne fait intervenir que les valeurs de la porosité aux points d'intégration des éléments du maillage.

La non-linéarité de l'équation matricielle globale (4.5) intervient au niveau des transmissivités. Ce système différentiel ne peut en général être intégré de manière analytique. Il doit être discrétisé à son tour dans le temps. A cette fin, il existe de nombreux algorithmes d'intégration dans le temps, tant implicites qu'explicites (algorithmes d'EULER implicite ou explicite, algorithme de GRANK-NICHOLSON, algorithme de GALERKIN,...). Pour les modules de diffusion non-linéaire (NAPP, NSAT et DTNL) du code CESAR-LCPC, c'est l'algorithme d'EULER implicite qui a été retenu essentiellement pour sa simplicité et pour sa stabilité numérique. Les méthodes de résolution adoptées dans ces modules non-linéaires sont itératives. Le module NAPP ne comporte que l'algorithme itératif du point fixe, par contre les autres modules non linéaires (NSAT et DTNL) comportent les algorithmes itératifs de NEWTON et du point fixe (PIAU, 1991).

Pour la "vérification" du module NAPP, PIAU (1991) présente un jeu de données permettant de simuler la fluctuation du niveau piézométrique de la nappe, dans un talus à paroi verticale situé en bordure de mer (influence de la marée), (REZZOUG, 1994).

#### 4.2.3. Le module NSAT

Le module NSAT a pour objet la simulation des écoulements monophasiques (seule la phase liquide est représentée) en milieux poreux saturés ou non saturés. Il est basé sur la

résolution numérique de l'équation non-linéaire de RICHARDS (cf. chapitre 2, équation 2.18)

$$\left[ C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \text{div} \left[ K_r(h) \overline{K_s} \overrightarrow{\text{grad}}(h+z) \right] + q_i \right].$$

Rappelons sans rentrer dans les détails que cette équation est issue de la combinaison de l'équation de continuité du fluide et de la loi de DARCY généralisée  $\left( \vec{V} = -\overline{K}(h) \cdot \overrightarrow{\text{grad}} H \right)$ .

L'équation de RICHARDS, valable sur un domaine  $\Omega$ , peut être associée à trois types de conditions aux limites sur le contour :

- ☞ condition de potentiel imposé ou condition de DIRICHLET ( $H = \overline{H}$ ) sur  $\Gamma_H$ ,
  - ☞ condition de flux imposé ou de NEUMAN  $\left( \Phi = -\vec{q} \cdot \vec{n} = -k_r(h) \cdot \overline{K_s} \cdot \overrightarrow{\text{grad}} H \cdot \vec{n} = \overline{\Phi} \right)$  sur  $\Gamma_\Phi$ ,
  - ☞ condition mixte, dite condition d'échange ou de CAUCHY  $\left( \Phi = k_{\text{éch}}(H) [H - H_{\text{ext}}] \right)$  sur  $\Gamma_{\text{éch}}$ .
- $\Gamma_H$ ,  $\Gamma_\Phi$  et  $\Gamma_{\text{éch}}$  forment une partition du contour  $\Gamma$  du domaine étudié  $\Omega$ .

En hydrogéologie, on rencontre souvent une condition aux limites de type "suintement" ( $\Phi \cdot h = 0$ , avec  $-\Phi = 0$  si  $h < 0$  et  $-\Phi > 0$  si  $h = 0$ ). Les conditions aux limites changent de nature au passage du point de ruissellement (l'intersection de la surface de suintement et de l'équipression correspondant à la pression nulle). Au-dessus de ce point, il s'agit d'une condition de flux nul ( $\Phi = 0$ ), en dessous, d'une condition de pression nulle ( $H = z$  et  $h = 0$ ).

L'application du principe variationnel à l'équation de RICHARDS (dans le cas d'un milieu poreux anisotrope) conduit à la recherche d'une solution de l'expression suivante (HUMBERT, 1984; OULD AMY et MAGNAN, 1991):

$$L(H, \hat{H}, t) = \int_{\Omega} K^j(H) \frac{\partial H}{\partial x_i} \frac{\partial \hat{H}}{\partial x_j} \cdot d\Omega - \int_{\Omega} \left( q_i + C(h) \cdot \frac{\partial H}{\partial t} \right) \cdot \hat{H} \cdot d\Omega - \int_{\Gamma} N_L(H) \cdot d\Gamma = 0 \quad (4.6)$$

Le dernier terme de cette formulation dépend des conditions aux limites (flux imposé ou condition d'échange).

La discrétisation spatiale de la formulation variationnelle (4.6) à l'aide de la méthode des éléments finis permet de retrouver, après assemblage, l'équation matricielle globale (système d'équations différentielles non-linéaires du premier ordre):

$$C(H) \cdot \dot{H} + K(H) \cdot H = F(H, t) \quad (4.7)$$

avec,  $H(t)$  : vecteur des valeurs nodales des charges hydrauliques (inconnu),

$$H(t) \{H_1(t) \text{ à } H_N(t)\}$$

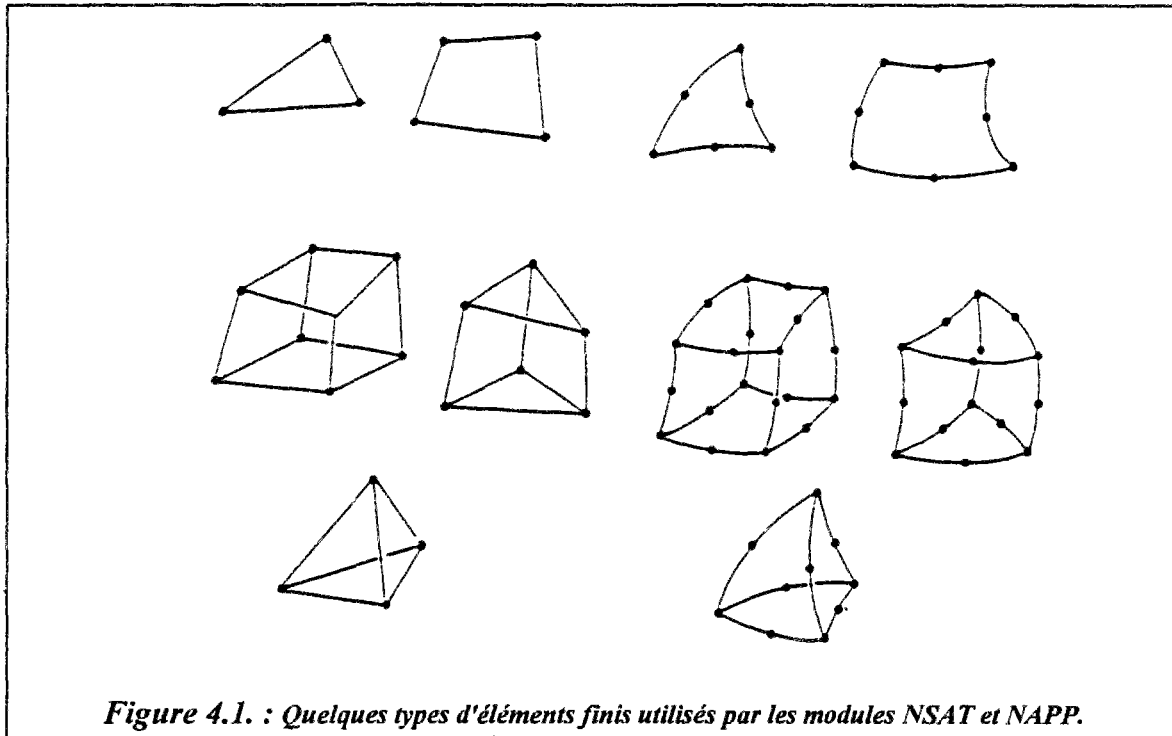
$\dot{H}$  : dérivée de  $H(t)$  par rapport au temps,

$K(H)$  : matrice des conductivités hydrauliques (ou matrice de "rigidité" globale),

$C(H)$  : matrice des capacités capillaires (matrice "d'emménagement"),

$F(H, t)$  : vecteur des chargements et des conditions aux limites.

La figure 4.1 représente les éléments finis de type "diffusion" utilisés dans la discrétisation spatiale du module NSAT. Les quatre premiers éléments sont utilisés aussi dans le module NAPP.



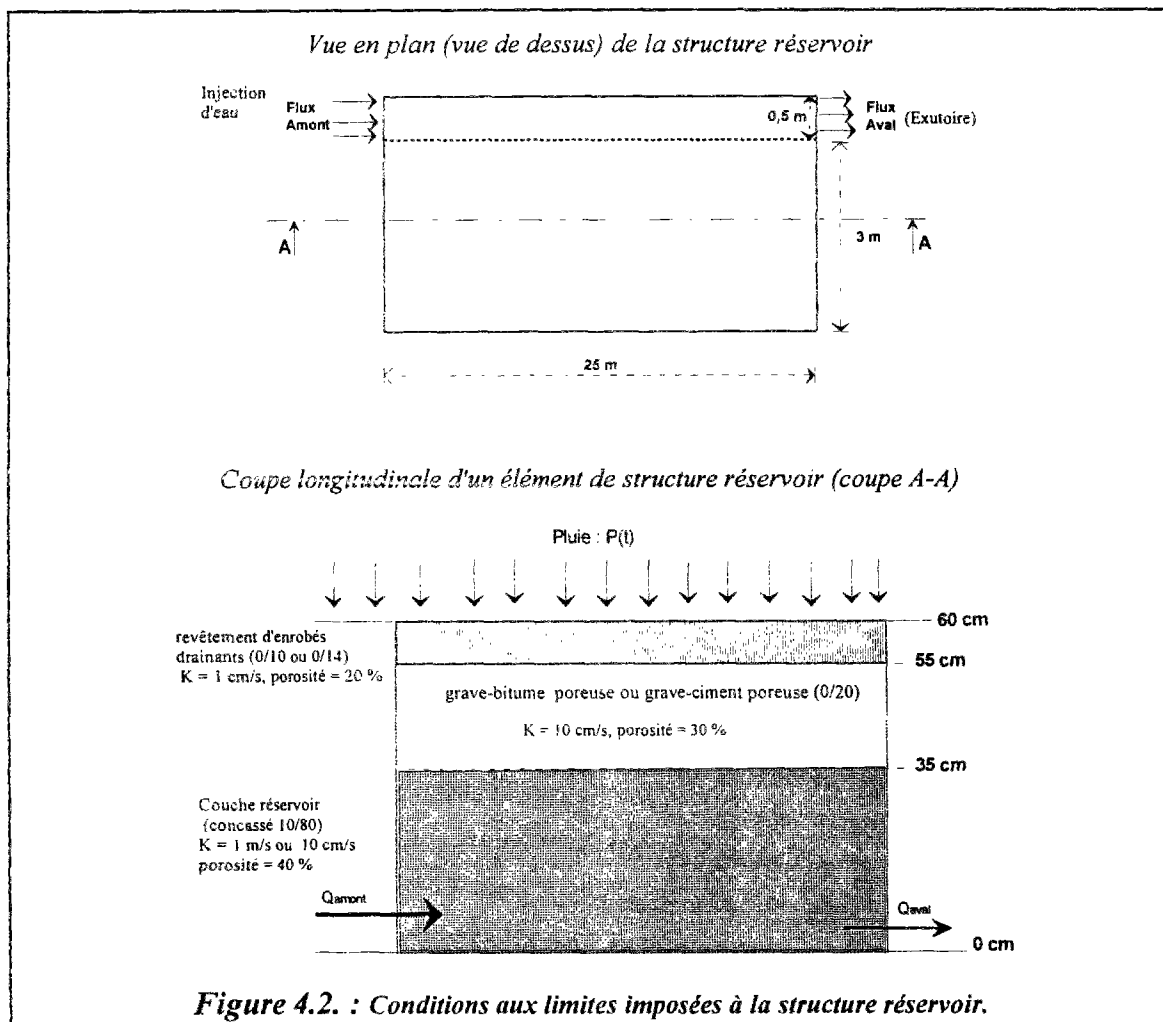
**Figure 4.1. : Quelques types d'éléments finis utilisés par les modules NSAT et NAPP.**

Pour le module NSAT, la discrétisation temporelle de l'équation matricielle (4.7) est assurée par la méthode d'EULER implicite. La résolution numérique de cette équation est assurée à l'aide de l'algorithme itératif de NEWTON et de la méthode itérative du point fixe. Le modèle NSAT a été vérifié et validé par la confrontation des résultats numériques de ce modèle aux solutions analytiques si elles existent (par exemple infiltration dans une colonne horizontale) ou aux résultats expérimentaux et numériques publiés dans la littérature (PIAU, 1991).

### 4.3. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE D'UN ELEMENT DE STRUCTURE RESERVOIR SANS DRAIN

Pour l'étude du fonctionnement hydraulique des structures réservoirs sans drains, et plus précisément des écoulements dans les matériaux poreux constituant la partie réservoir de ces ouvrages, et pour l'étude de leur rôle dans le stockage et l'écèlement des débits de pointe des eaux pluviales, deux cas ont été étudiés. Le premier concerne la simulation numérique du fonctionnement hydraulique d'un élément de structure réservoir sans drain encastré entre deux autres casiers de structures poreuses. Le deuxième cas correspond à l'injection d'un débit relativement important d'eaux pluviales dans un parking à structure réservoir sans système de diffusion d'eau. Cette étude a été réalisée à l'aide du modèle NAPP du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC.

#### 4.3.1. Fonctionnement hydraulique d'un élément de structure réservoir sans drain situé entre deux autres structures poreuses



Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de la structure réservoir a été modélisée (25 m de long sur 3,5 m de large). En plus de l'infiltration de la pluie à travers le revêtement drainant de surface, cet ouvrage reçoit les eaux provenant du réservoir amont (cf. figure 4.2).

Les conditions d'alimentation en eau de cette structure poreuse sont résumées dans le graphique 4.3. Il s'agit d'une pluie intense et à caractère orageux d'une hauteur totale cumulée égale à 40 mm et d'une durée 1 heure (pluie de projet généralement adoptée dans la communauté urbaine de Bordeaux) et d'un débit provenant du casier à structure réservoir situé à l'amont de l'ouvrage modélisé. La pluie est injectée d'une manière uniforme et répartie sur toute la structure dont le substratum est supposé imperméable. Le débit amont est injecté sous forme de flux uniformément réparti sur 50 cm. Ce débit a été calculé sur la base du débit de fuite (3 litres/seconde/hectare), généralement adopté dans la région Bordelaise comme débit de vidange pour le dimensionnement des bassins de retenue d'eaux pluviales, multiplié par la surface d'apport amont (ou surface active qui est dans ce cas supposée égale au double de la superficie de la structure poreuse, soit 175 m<sup>2</sup>) participant à l'alimentation de la structure modélisée. Le débit injecté à l'amont est de 189 l/h.

Deux modes de régulation du débit aval de vidange ( ou deux types de conditions aux limites "C.A.L.") ont été simulés à l'exutoire de cette structure réservoir:

- ✱ Condition aux limites de type NEUMAN ou condition de flux imposé ( $Q_{\text{aval}} = 378 \text{ l/h} = 3 \text{ l/s/ha} \times S_{\text{apport Amont}}$ ) sur une largeur de 50 cm au niveau de l'orifice aval (exutoire),
- ✱ Condition aux limites de type DIRICHLET ou condition de potentiel imposé ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ). Dans ce cas, le seuil de l'orifice aval est calé par rapport au fond (radier) de la structure au niveau de l'exutoire.

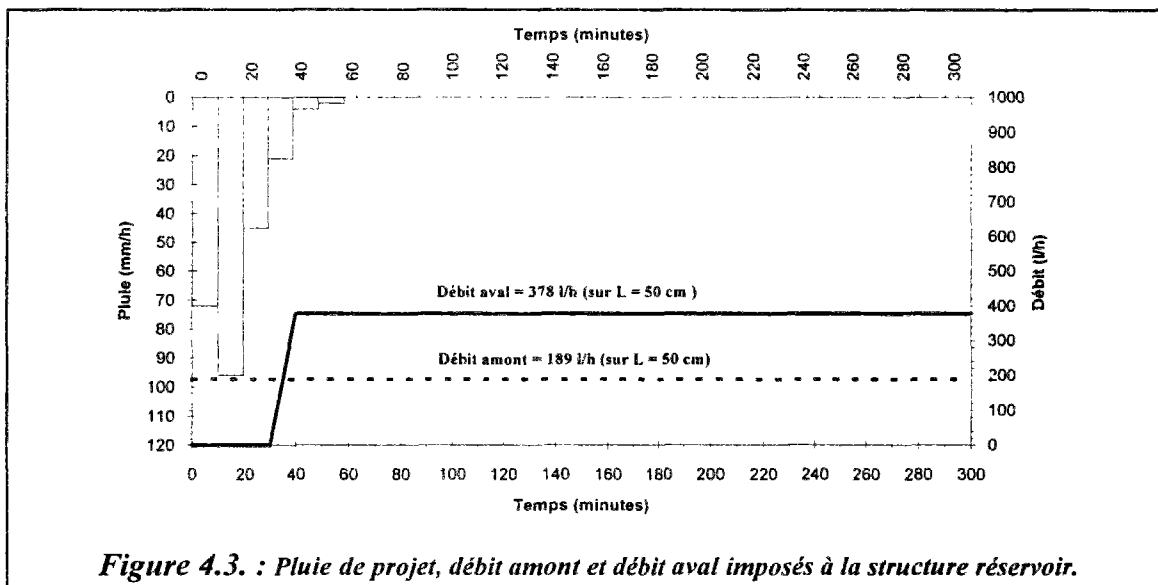


Figure 4.3. : Pluie de projet, débit amont et débit aval imposés à la structure réservoir.



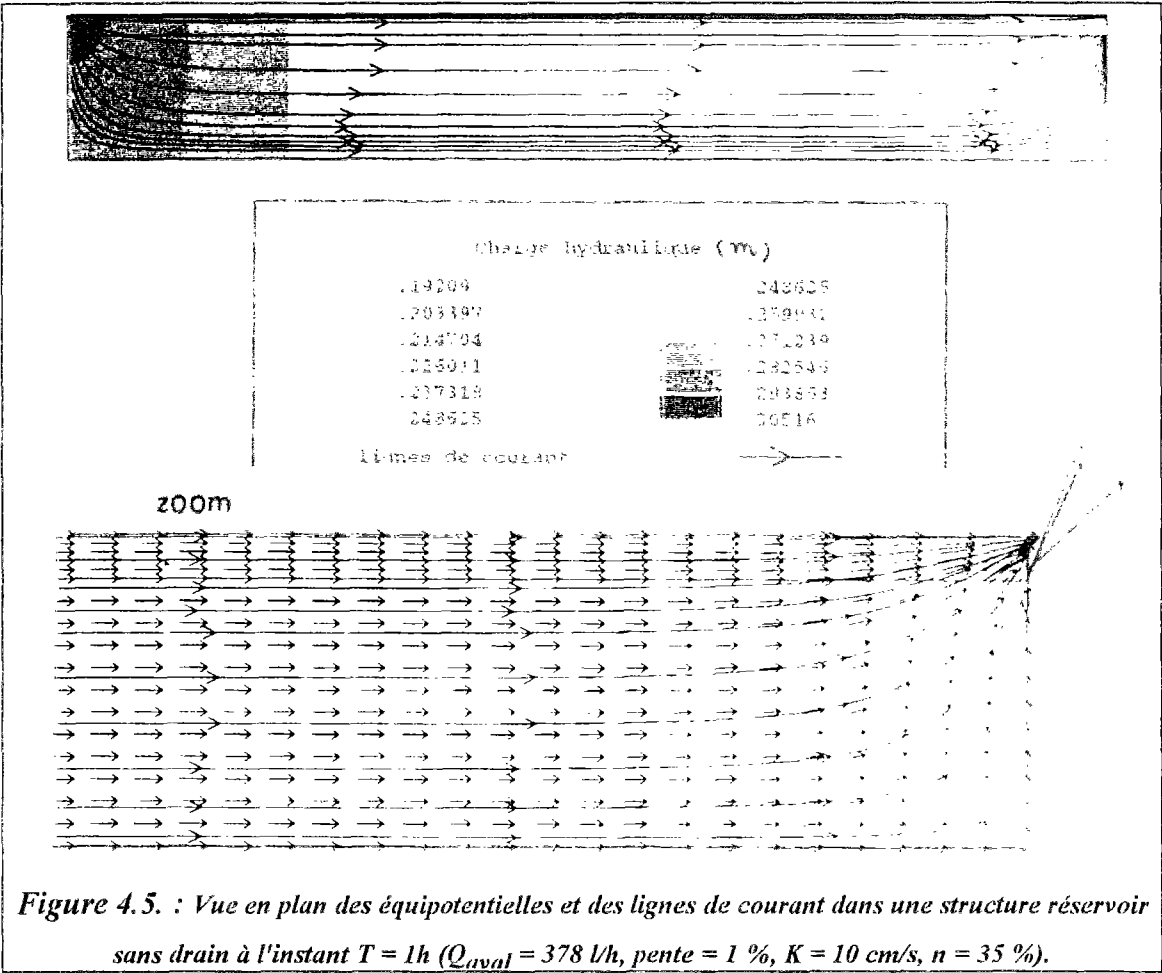
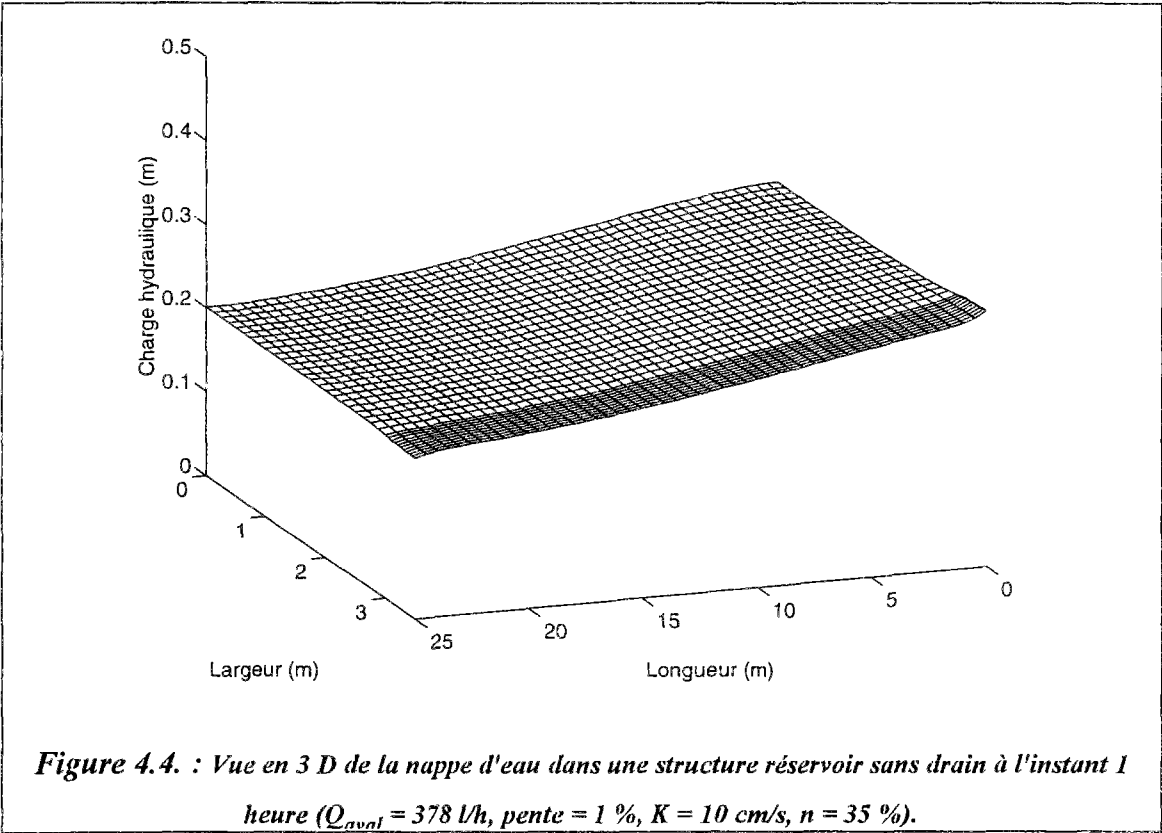
Pour étudier l'influence de la pente, du mode de vidange et des perméabilités sur l'écrêtement du débit et sur le transfert et le stockage des eaux pluviales, les structures réservoirs ont été placées soit en position horizontale ou en pente de 1 %. Pour chaque pente et pour chaque type de condition aux limites imposée à l'exutoire aval de la structure poreuse, trois perméabilités de la couche réservoir ont été étudiées, ce qui a permis entre autres d'apprécier la sensibilité des résultats à la variation des propriétés hydrodynamiques du milieu poreux étudié :

- ⇒  $K = 1 \text{ m/s}$ , porosité ( $n$ ) = 40 %,
- ⇒  $K = 10 \text{ cm/s}$ , porosité ( $n$ ) = 35 %,
- ⇒  $K = 1 \text{ cm/s}$ , porosité ( $n$ ) = 20 % .

Vue le nombre important des combinaisons possibles des paramètres étudiés (perméabilités, pentes, conditions aux limites), plusieurs simulations numériques ont été réalisées à l'aide du modèle NAPP. Deux exemples de calcul seront présentés par la suite pour illustrer le fonctionnement hydraulique de cet ouvrage. Le premier cas illustre la régulation du débit au niveau de l'orifice aval ( $Q_{\text{aval}} = 378 \text{ l/h}$ ). Le deuxième concerne la régulation de la hauteur du seuil de l'orifice aval de vidange ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ). Pour ces deux exemples, la structure réservoir est en pente de 1% , la perméabilité du matériau poreux constituant la partie réservoir de la structure modélisée est de 10 cm/s et la porosité est de 35 % . Les graphiques qui illustrent l'évolution du niveau piézométrique de la nappe d'eau dans le temps sont présentés à l'annexe 6.

#### **4.3.1.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{\text{aval}}$ imposé)**

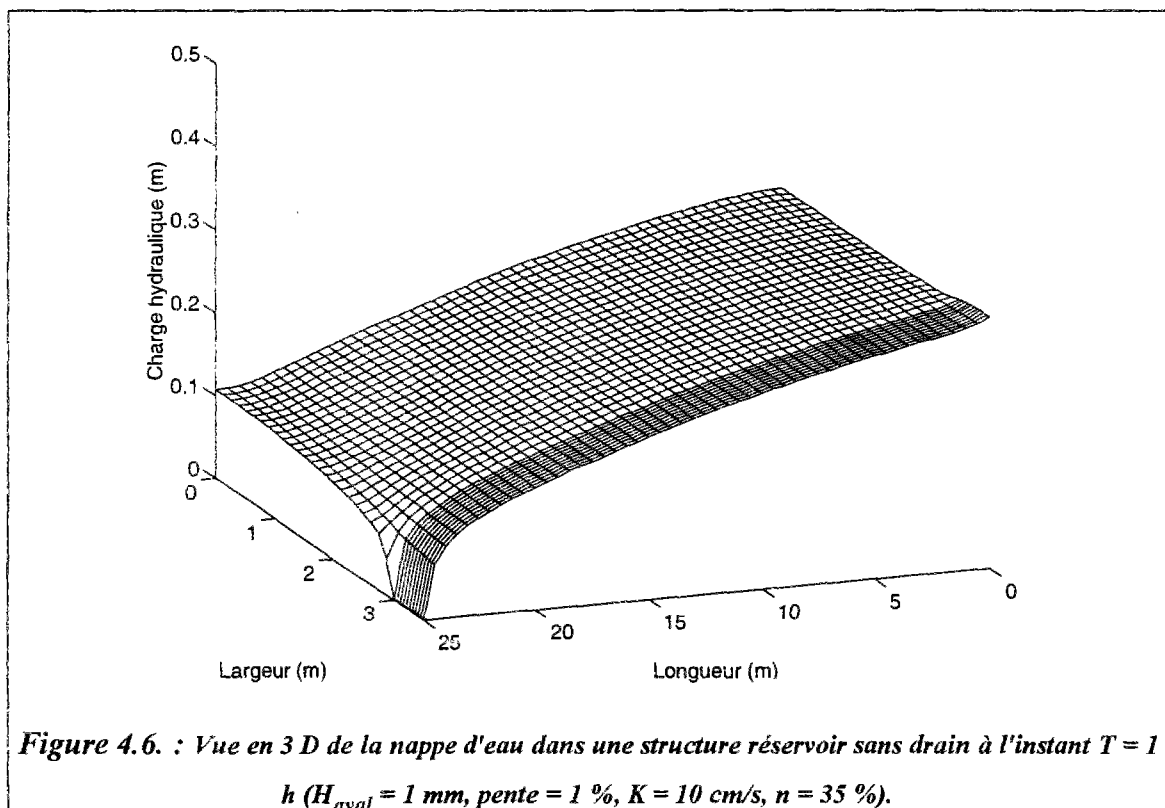
Dans ce cas, le débit de vidange est imposé à 378 l/h (cf. figure 4.3). La figure 4.4 illustre une vue en 3 dimensions de la nappe d'eau dans la structure réservoir modélisée à l'instant 1 heure (à la fin de la pluie). Le graphique 4.5 présente une vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant qui illustrent les écoulements et la forme de la nappe d'eau dans la structure poreuse à l'instant  $T = 1$  heure. En effet, les équipotentiels décroissantes de l'amont vers l'aval indiquent la variation spatiale du niveau piézométrique de la nappe d'eau. La charge hydraulique varie entre 30,5 cm (soit 5,5 cm de hauteur d'eau et 25 cm de dénivelé), au point d'injection d'eau à l'amont et 20 cm (soit 20 cm de hauteur d'eau), au niveau de l'orifice aval de vidange. Les lignes de courant illustrent le sens des écoulements et les cheminements des filets liquides qui convergent, sous l'effet des gradients hydrauliques, vers l'exutoire (l'orifice aval de vidange).

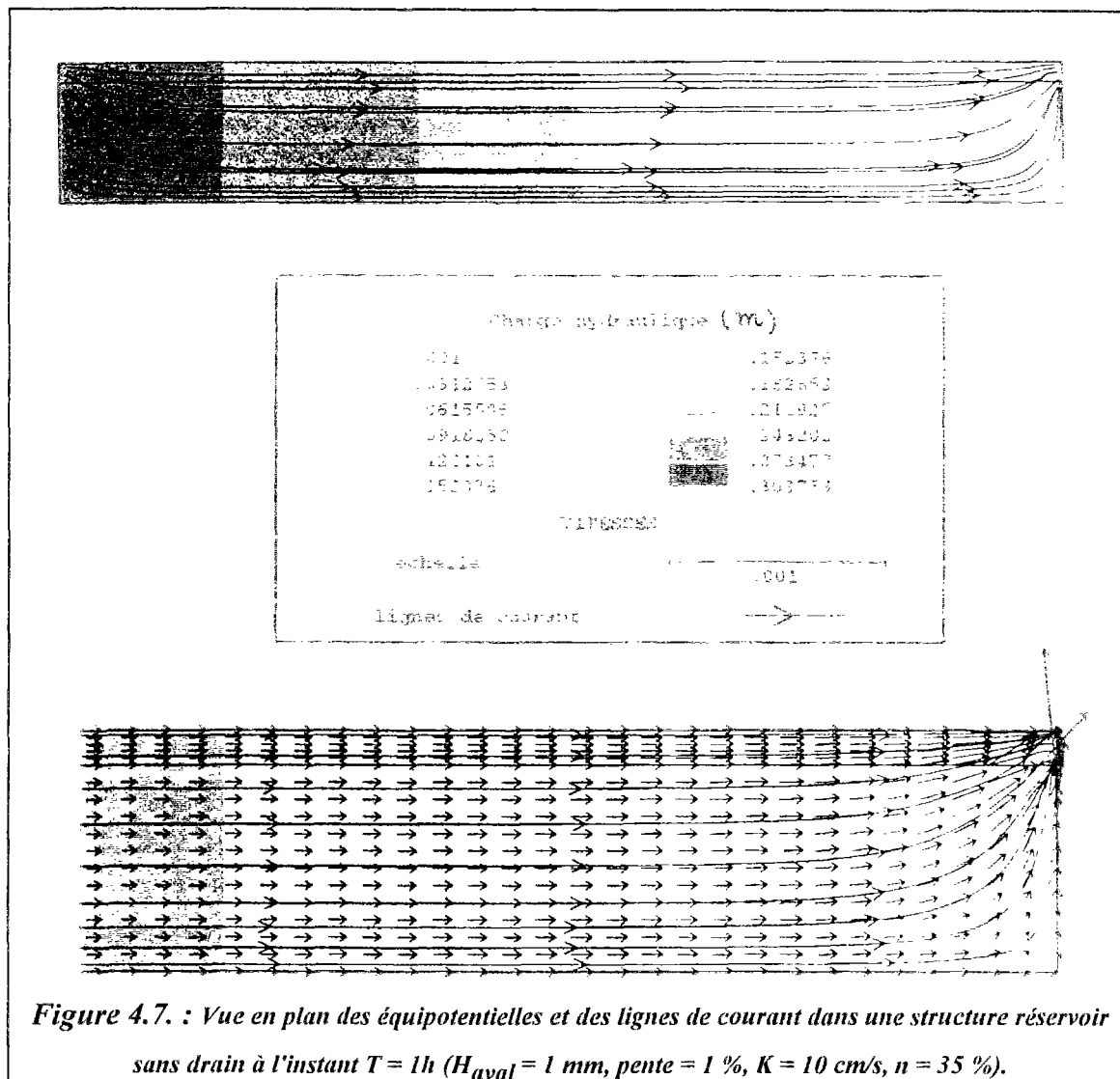


#### 4.3.1.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau à l'aval ( $H_{\text{aval}}$ imposé)

Dans ce cas, la hauteur d'eau est imposée égale à 1 mm au niveau de l'orifice aval. Cette condition aux limites peut exister dans la réalité, ce qui correspond à un orifice calé ou régulé au seuil de cote zéro. Dans ce cas, le débit de vidange est variable, il dépend de la charge hydraulique et du gradient hydraulique aux abords de l'orifice de vidange.

La figure 4.6 présente une vue en 3 dimensions de la nappe d'eau à l'instant  $T = 1$  heure. Le graphique 4.7 illustre les équipotentielles et les lignes de courant qui représente une image des écoulements et de la forme de la nappe d'eau dans la structure réservoir à l'instant  $T = 1$  heure. La convergence des lignes de courant vers l'exutoire et l'accroissement des gradients hydrauliques et des vitesses d'écoulement à l'aval de la structure réservoir (lignes piézométriques de plus en plus serrées) se traduit par un fort rabattement de la nappe (cf. figures 4.6 et 4.7 et annexe 6) vers la condition aux limites imposée ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ).

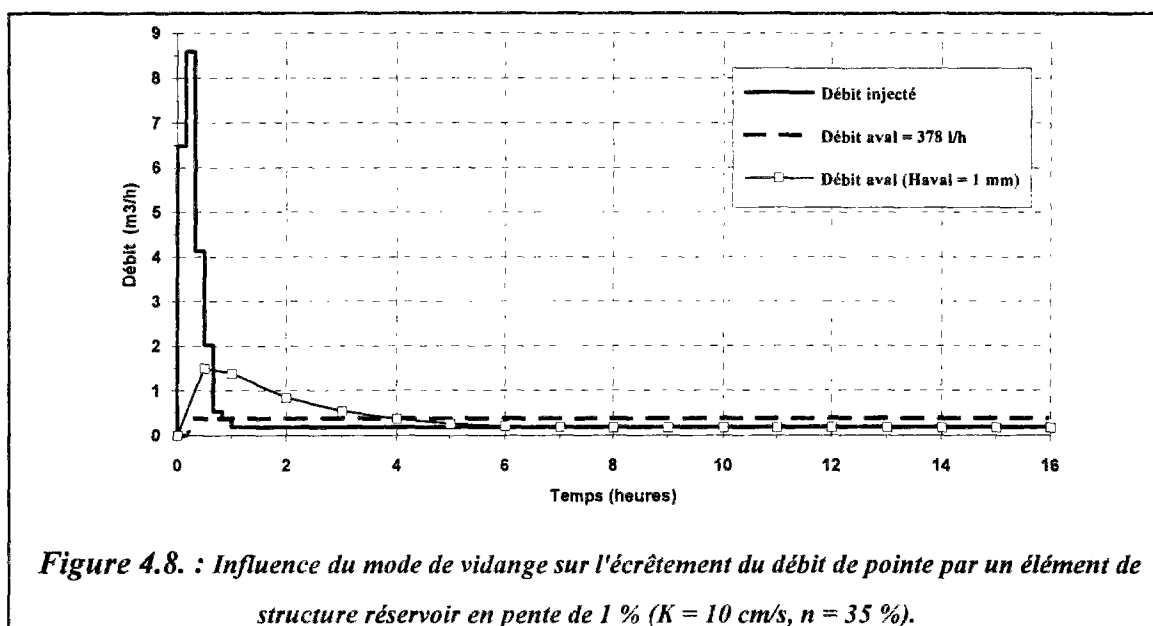




#### 4.3.1.3. Influence des propriétés hydrodynamiques, de la pente et des modes de vidange

Le rôle de la structure réservoir dans le stockage des eaux pluviales et l'écrêtement du débit de pointe, dans les deux cas présentés ci-dessus, est illustré par la figure 4.8.

L'écrêtement du débit de pointe est plus important dans le cas où le débit aval est limité à une valeur constante ( $Q_{aval} = 378 \text{ l/h}$ ) que dans le cas d'une condition de hauteur d'eau imposée à l'aval ( $H_{aval} \cong 0$ ) où le débit de vidange est variable dans le temps. En effet, le rapport entre les pointes des débits injecté et évacué est de 95 % pour  $Q_{aval}$  imposé et de 80 % pour  $H_{aval} \cong 0$ . La figure 4.8 montre que le temps de vidange de 90 % du volume d'eau stockée dans la structure réservoir est plus court pour  $H_{aval}$  imposé ( $T \cong 9 \text{ h}$ ) que pour  $Q_{aval}$  imposé ( $T = 16 \text{ h}$ ). Par conséquent, le rabattement de la nappe est plus important dans le cas où  $H_{aval} = 0$  que dans le cas où  $Q_{aval} = 378 \text{ l/h}$  (cf. figures 4.4, 4.6 et 4.8 et annexe 6).



La synthèse des simulations numériques réalisées montre qu'au fur et à mesure que les perméabilités augmentent, l'écoulement et le transfert d'eau de l'amont vers l'aval sont de plus en plus faciles et rapides. Dans le cas des structures réservoirs placées en pente et notamment pour les fortes valeurs des perméabilités, les eaux pluviales sont transférées sous l'effet des gradients hydrauliques et en partie sous l'effet de la gravité vers l'aval.

Le tableau 4.1 présente les valeurs des hauteurs d'eau maximales pour les différents cas simulés. Ces valeurs maximales sont importantes pour le dimensionnement hydrauliques des structures réservoirs.

|  | Pente = 0 %  |  | Pente = 1 %   |  |
|--|--|--|---|--|
|  | $Q_{\text{aval}} = 378 \text{ l/h}$                      | $H_{\text{aval}} = 1 \text{ mm}$                           | $Q_{\text{aval}} = 378 \text{ l/h}$                         | $H_{\text{aval}} = 1 \text{ mm}$                           |
| <b>K = 1 m/s</b><br><b>porosité = 40 %</b>   | $H_{\text{max}} = 11 \text{ cm}$<br>(à l'amont, T = 1 h) | $H_{\text{max}} = 8,2 \text{ cm}$<br>(à l'amont, T = 1 h)  | $H_{\text{max}} = 22 \text{ cm}$<br>(à l'aval, à T = 1 h)   | $H_{\text{max}} = 7 \text{ cm}$<br>(à l'aval, à T = 0,5 h) |
| <b>K = 10 cm/s</b><br><b>porosité = 35 %</b> | $H_{\text{max}} = 14 \text{ cm}$<br>(à l'amont, T = 1 h) | $H_{\text{max}} = 13,5 \text{ cm}$<br>(à l'amont, T = 1 h) | $H_{\text{max}} = 22 \text{ cm}$<br>(à l'aval, à T = 1,5 h) | $H_{\text{max}} = 11 \text{ cm}$<br>(à l'aval, à T = 1 h)  |
| <b>K = 1 cm/s</b><br><b>porosité = 20 %</b>  | $H_{\text{max}} = 27 \text{ cm}$<br>(à l'amont, T = 1 h) | $H_{\text{max}} = 31 \text{ cm}$<br>(à l'amont, T = 1 h)   | $H_{\text{max}} = 22 \text{ cm}$<br>(au milieu, T = 1 h)    | $H_{\text{max}} = 23 \text{ cm}$<br>(à l'amont, T = 1 h)   |

**Tableau 4.1. : Influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans un élément de structure réservoir sans drain.**

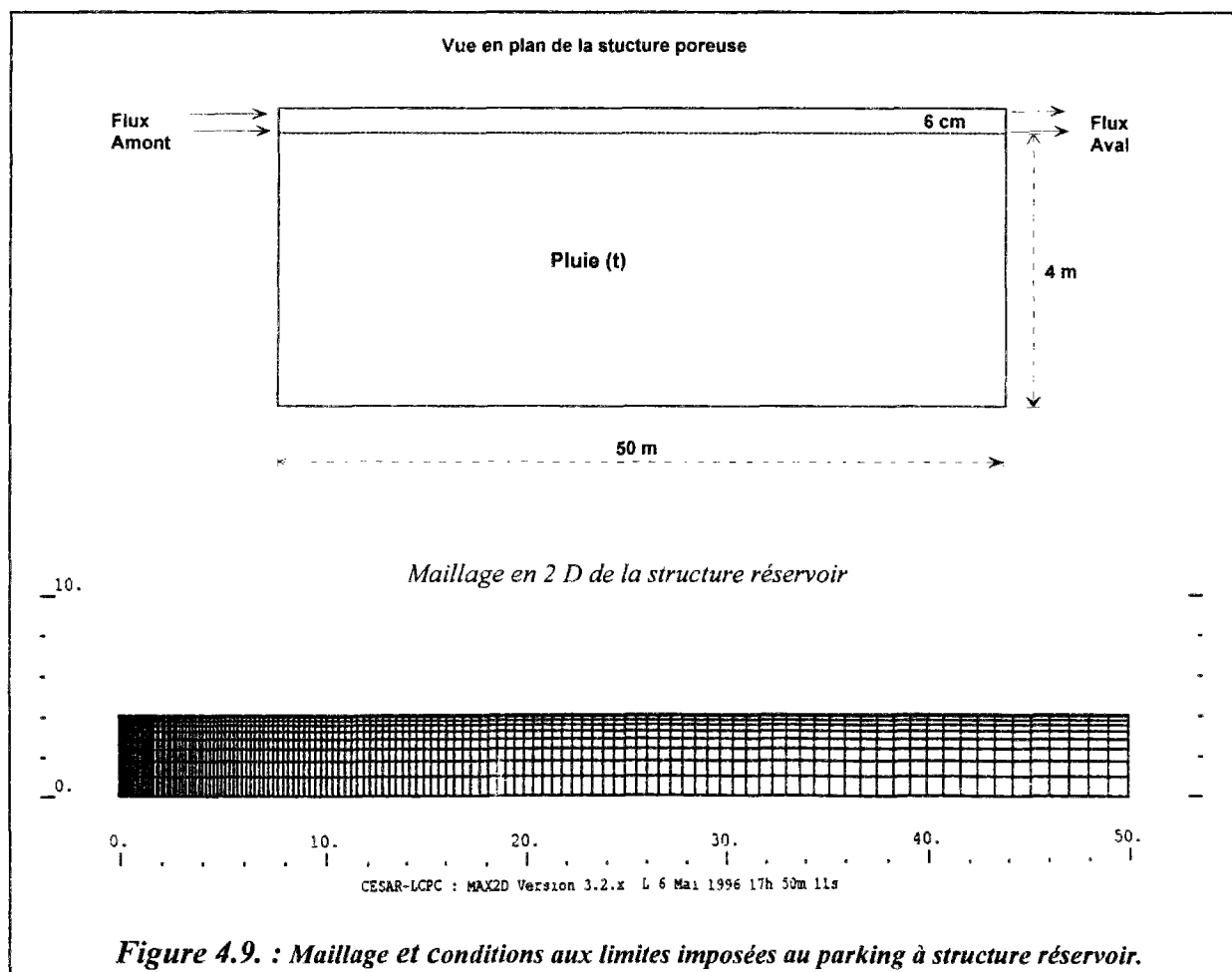
("à l'aval" indique le point aval de coordonnées  $[x = 25 \text{ m}, y = 0]$  opposé à l'exutoire)

En conclusion, cet élément de structure réservoir permet de stocker une pluie orageuse relativement importante (40 mm en 1 heure) et d'écarter le débit de pointe sans risque de débordement et avec des hauteurs d'eau acceptables.

L'influence des paramètres hydrodynamiques, de la pente et des conditions aux limites imposées au niveau de l'orifice aval de vidange sera analysée et étudiée d'une manière plus détaillée et plus approfondie dans le paragraphe 4.3.2 et § 4.4.

### 4.3.2. Injection des eaux pluviales dans un parking à structure réservoir sans système de diffusion d'eau

Il s'agit de simuler l'injection d'une quantité importante d'eaux pluviales, supposées collectées sur une surface imperméabilisée, dans un parking à structure poreuse. La superficie de la surface active (zone imperméable drainée par ce parking) est supposée égale au double de celle de la structure réservoir modélisée (408 m<sup>2</sup>). Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de cet ouvrage (50 m sur 4 m) a été modélisée (cf. figure 4.9).



En plus de l'infiltration d'une pluie de hauteur totale cumulée égale à 40 mm et d'une durée 1 heure (pluie de projet généralement adoptée dans la communauté urbaine de Bordeaux), à travers le revêtement drainant de surface, cette structure réservoir reçoit les eaux pluviales ruisselées sur une surface imperméable située à l'amont (cf. figure 4.10). Le débit injecté à l'amont est égal à cette même pluie multipliée par la surface d'apport amont  $[Q_{\text{amont}} = P(t) \cdot S_{\text{Apport Amont}}]$ . Ce débit amont a été injecté sous forme de flux uniformément répartie sur une largeur de 6 cm, correspondant au rayon d'un drain routier, pour avoir des conditions d'injection d'eau comparables à celles des structures réservoirs munies de système de diffusion d'eau (cf. chapitre 5). La charge hydraulique  $H$  résultante de l'injection de ce flux d'eaux pluviales est déduite à partir de la loi de DARCY et de l'hypothèse de DUPUIT  $[\vec{\Phi} = -K \cdot H \cdot \overrightarrow{\text{grad}} H]$ .

Pour la régulation de la vidange de cette structure réservoir, deux types de conditions aux limites ont été simulées au niveau de son exutoire (sur une largeur de 6 cm au niveau de l'orifice aval) :

⊛ Condition aux limites de type NEUMAN ou condition de flux imposé

( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h} = 3 \text{ l/s/ha} \cdot S_{\text{apport}} \text{ )}$ ,

⊛ Condition aux limites de type DIRICHLET ou condition de potentiel imposé

( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ). Dans ce cas, l'orifice aval est calé par rapport à un seuil de cote zéro.

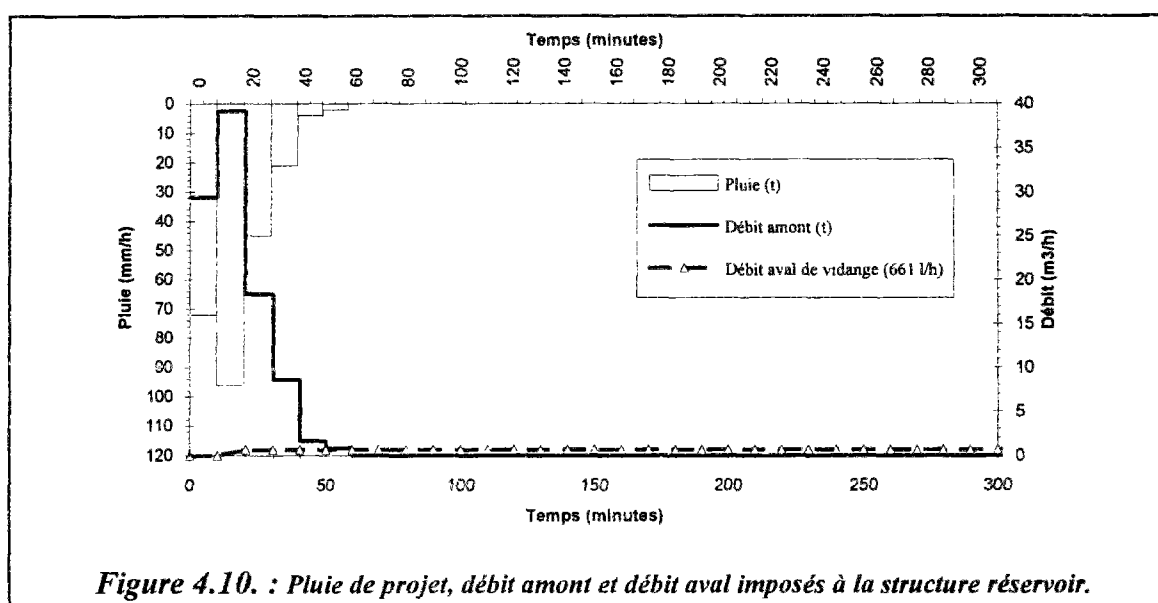


Figure 4.10. : Pluie de projet, débit amont et débit aval imposés à la structure réservoir.

#### 4.3.2.1. Simulations du fonctionnement hydraulique

Comme pour le cas précédent (cf. § 4.3.1), les structures réservoirs ont été simulées en position horizontale ou en pente de 1 %. Devant la variabilité des propriétés hydrodynamiques des matériaux poreux constituant la partie réservoir des structures poreuses et pour chaque

pente ainsi que pour chaque type de condition aux limites imposée à l'exutoire, trois perméabilités de la couche réservoir ont été testées:

- ⇒  $K = 1 \text{ m/s}$ , porosité ( $n$ ) = 40 %,
- ⇒  $K = 10 \text{ cm/s}$ , porosité ( $n$ ) = 30 %,
- ⇒  $K = 1 \text{ cm/s}$ , porosité ( $n$ ) = 20 % .

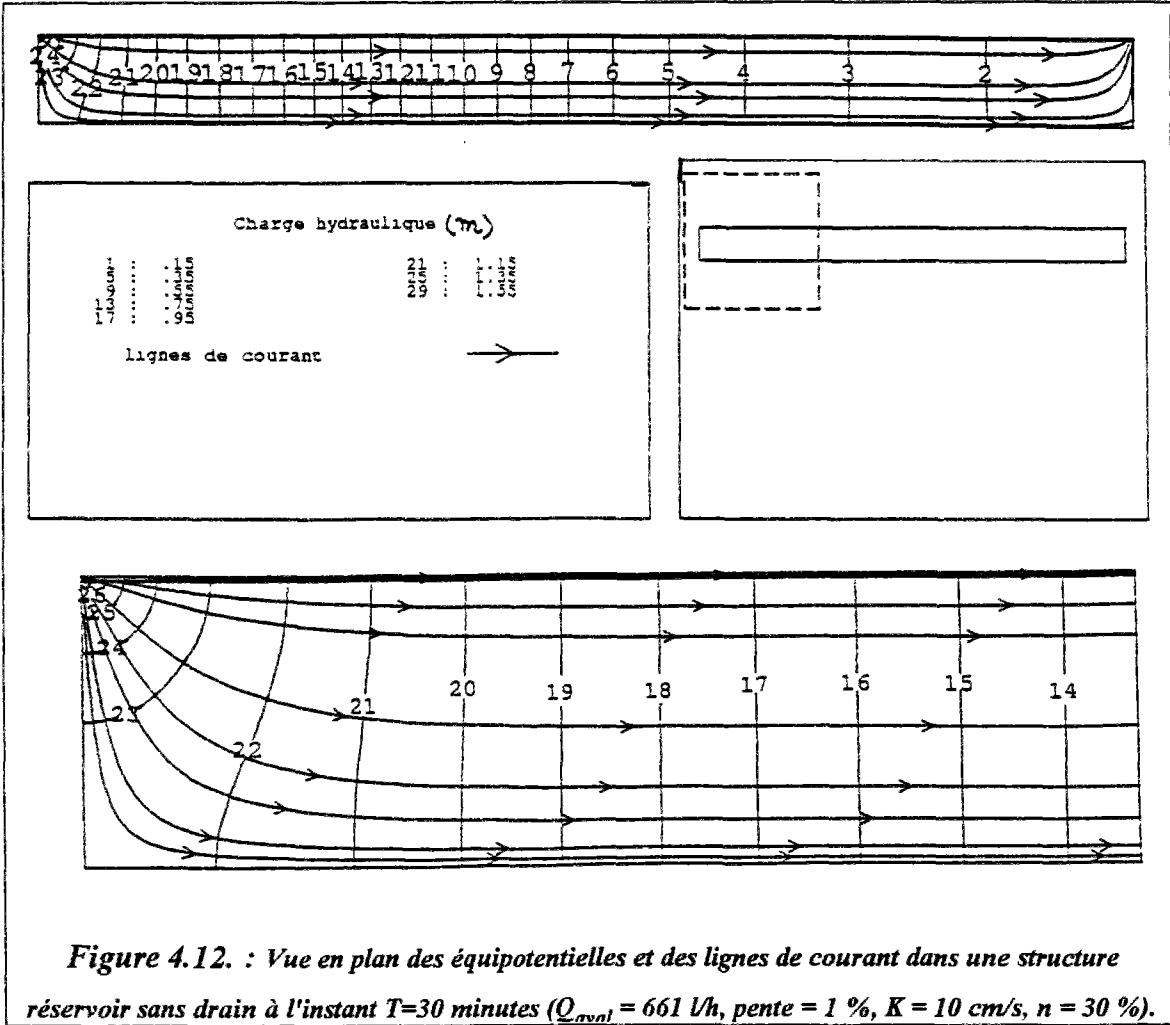
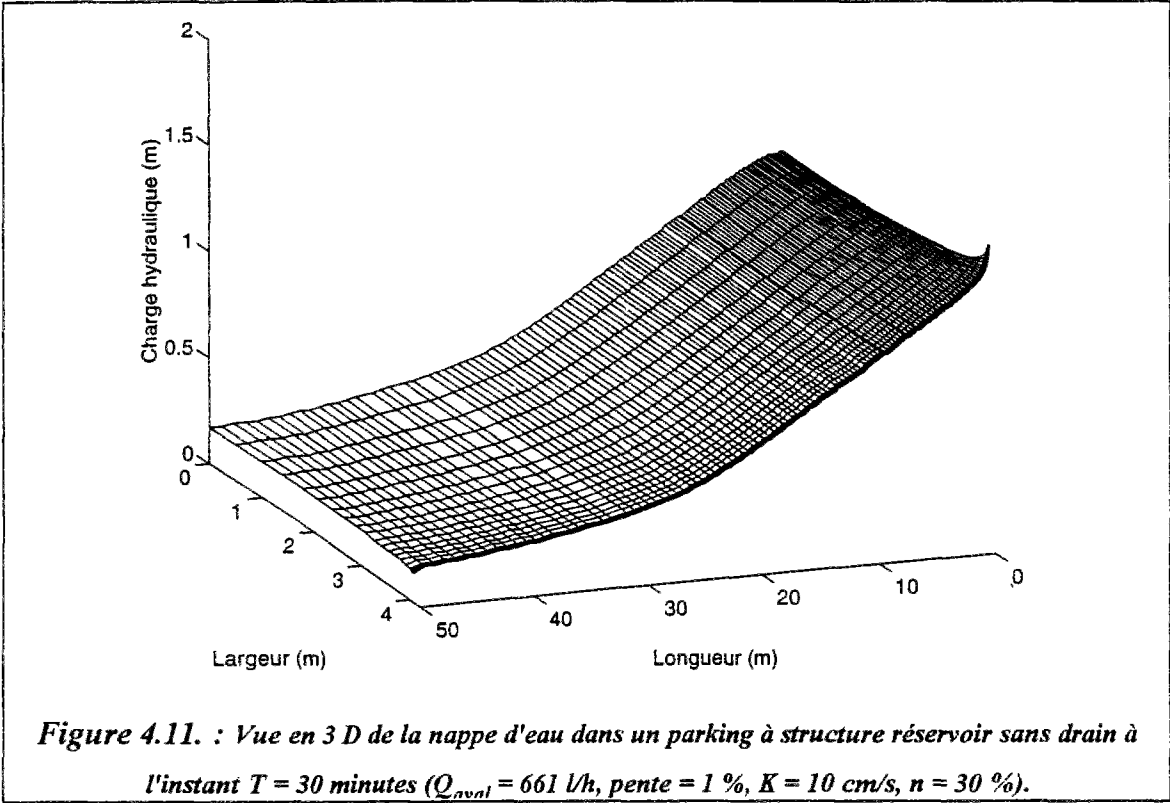
Pour illustrer le fonctionnement hydraulique de cet ouvrage de stockage d'eaux pluviales, deux exemples de calcul sont présentés ci-dessous. Le premier cas illustre la régulation du débit au niveau de l'orifice aval ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ ). Le deuxième concerne la régulation de la hauteur d'eau au niveau de l'orifice aval de vidange ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ). Pour ces deux exemples, la structure réservoir est en pente de 1% , la perméabilité du matériau poreux constituant la partie réservoir de la structure est de 10 cm/s et d'une porosité de 30 % . D'autres cas simulés sont présentés à l'annexe 6.

#### 4.3.2.1.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{\text{aval}}$ imposé)

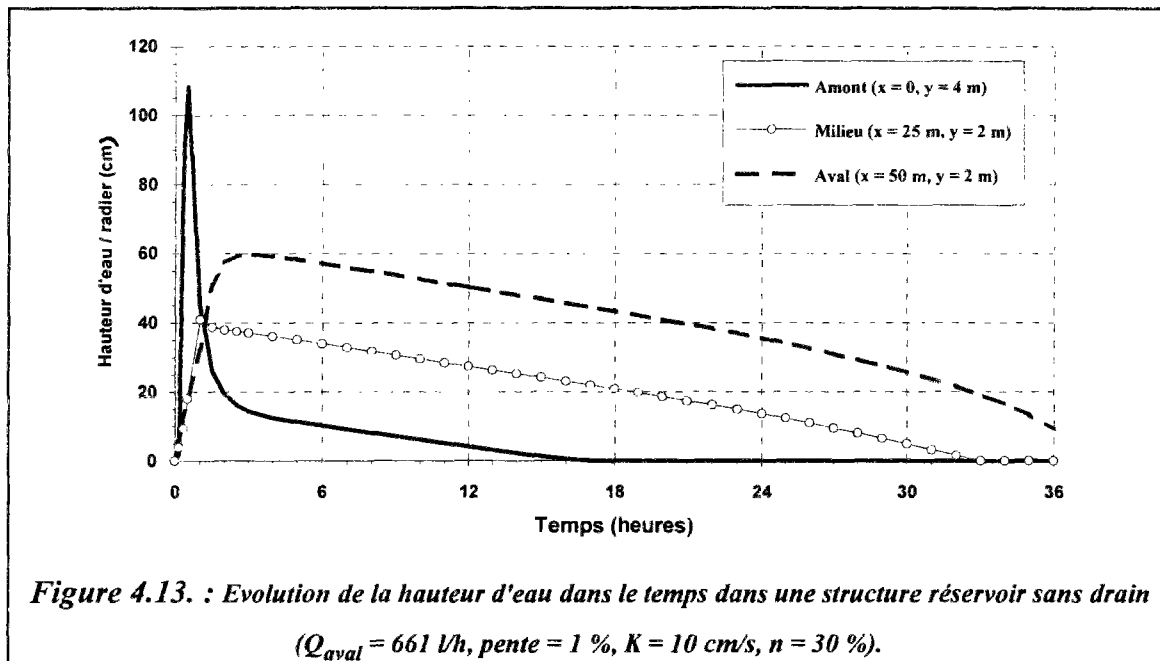
Dans ce cas, le débit de vidange est limité à 661 l/h (cf. figure 4.10). La figure 4.11 illustre la forme de la nappe d'eau (vue en 3 dimensions) à l'instant  $T = 30$  minutes (phase d'injection d'eau et où le niveau piézométrique atteint son maximum). Ce graphique illustre la remontée de la nappe d'eau et l'inondation localisée à proximité du point d'injection d'eau. Le graphique 4.12 présente une vue en plan des équipotentiels et les lignes de courant à l'instant  $T = 30$  minutes (après la pointe de la pluie et du débit injecté à l'amont). La charge hydraulique varie entre 158 cm (soit 108 cm de hauteur d'eau et 50 cm de dénivelé), au point d'injection d'eau à l'amont, et 15 cm (soit 15 cm de hauteur d'eau), au niveau de l'orifice aval de vidange. Les équipotentiels décroissantes de l'amont vers l'aval et les lignes de courant qui convergent, sous l'effet des gradients hydrauliques, vers l'exutoire (l'orifice aval de vidange) illustrent les écoulements et le cheminement des filets liquides dans cette structure réservoir. Suite à l'injection localisée (sur une largeur de 6 cm) d'un débit d'eau relativement important, la charge hydraulique et les gradients hydrauliques sont très élevés à l'amont. En effet, les équipotentiels sont plus serrées à l'amont de la structure réservoir et plus particulièrement au point d'injection d'eau où il y a localement une forte remontée de la nappe d'eau.

Le maillage spatial a été affiné près de ce point d'injection d'eau (cf. figure 4.9), ainsi que la discrétisation temporelle notamment pendant la phase de remplissage de la structure poreuse (pendant la pluie), pour assurer la convergence de l'algorithme numérique et éviter les oscillations numériques suite aux perturbations causées par cette injection localisée d'un débit relativement important.

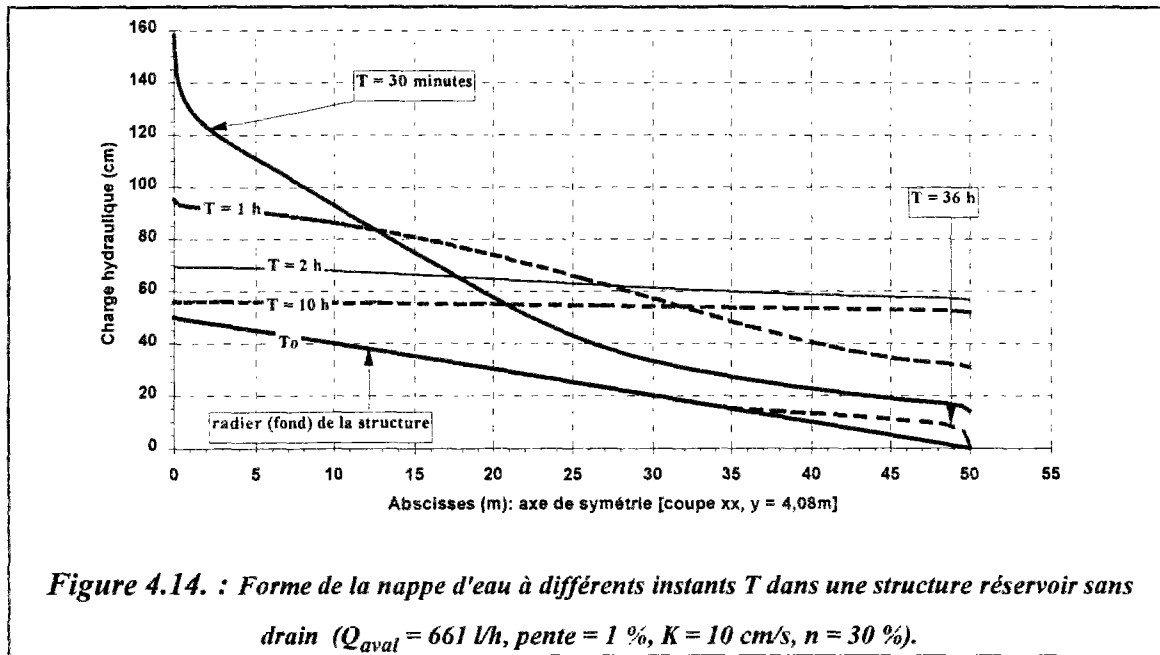




L'évolution du niveau piézométrique de la nappe d'eau dans le temps en trois points situés à l'amont, au milieu et à l'aval de cette structure réservoir est illustrée par la figure 4.13. Ce graphique confirme l'inondation localisée dans le temps et dans l'espace de la partie amont de cet ouvrage de stockage d'eaux pluviales où le niveau de la nappe d'eau suit l'évolution dans le temps de l'alimentation en eau de la structure. A l'amont, le niveau d'eau maximal est atteint au même moment que la pointe de la pluie ( $T = 30$  minutes). A l'aval, le niveau maximal de la nappe (atteint à  $T \cong 3$  heures) est décalé dans le temps par rapport à celui de la pluie. Dans ces conditions, le temps de vidange d'une telle structure est voisin de 36 heures.



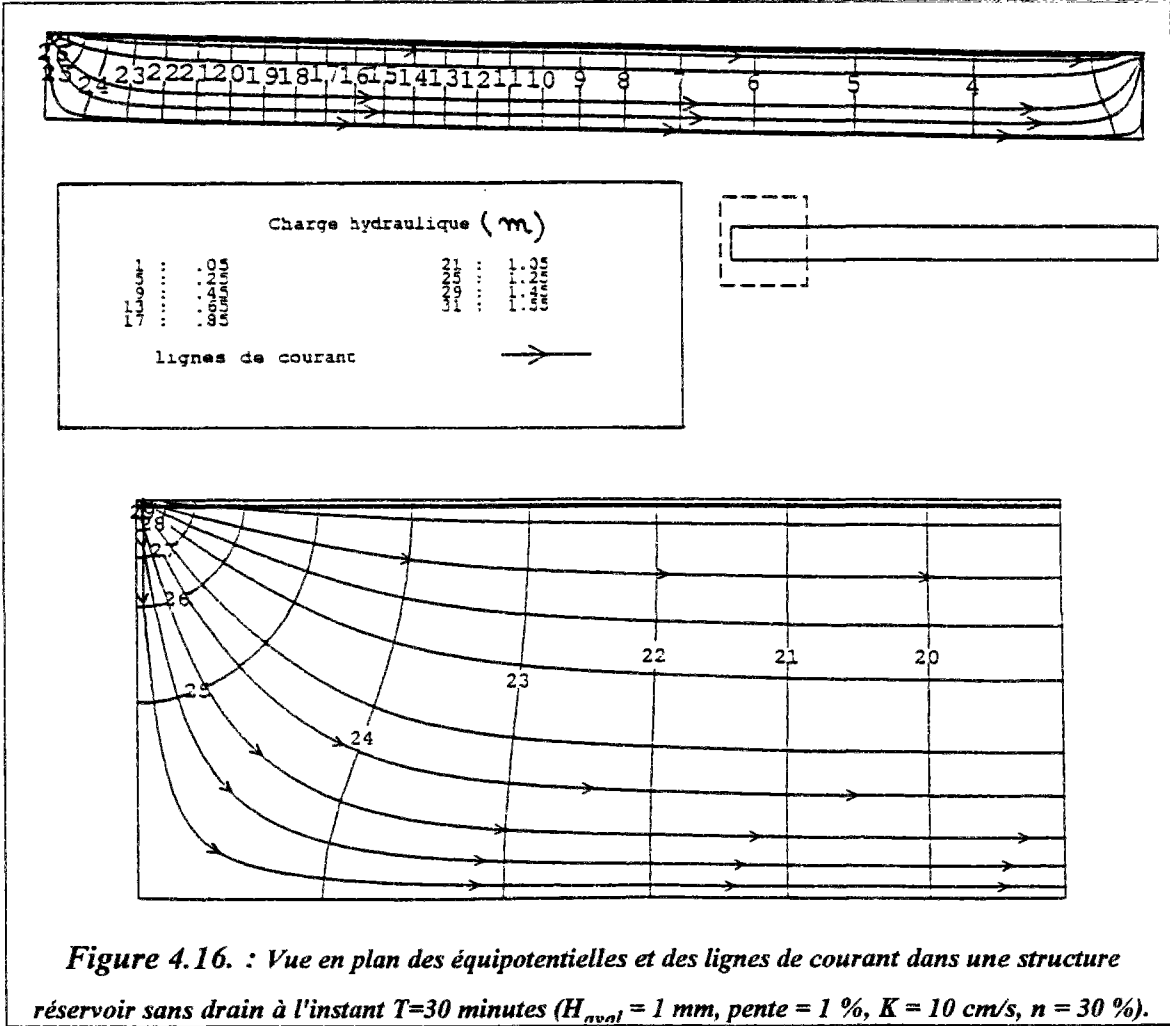
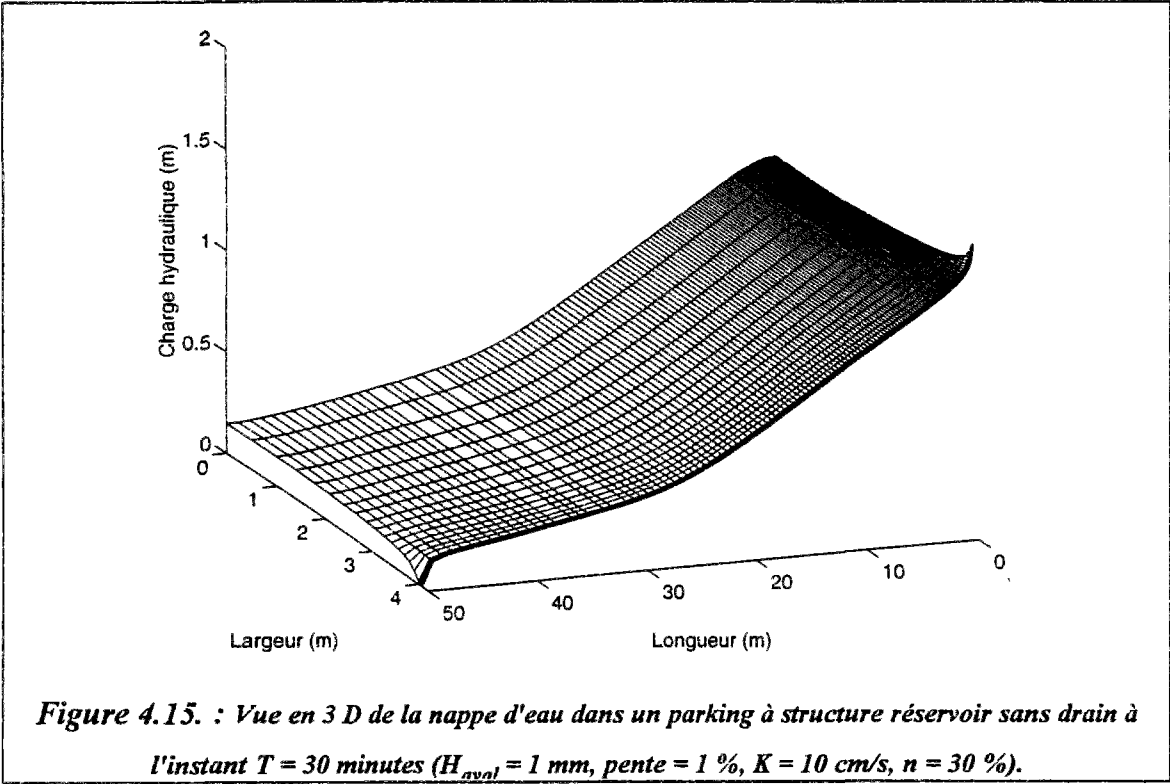
Le graphique 4.14 présente les niveaux piézométriques de la nappe d'eau dans l'axe de la structure réservoir (coupe parallèle à l'axe de  $x$  et d'ordonnée  $y = 4,08$  m) en plusieurs instants (à  $T_0$ , à  $T = 30$  minutes, à  $T = 1$  heure, à  $T = 2$  h, à  $T = 10$  h, à  $T = 30$  h et à  $T_{final} = 36$  heures). Ce graphique illustre le remplissage et la vidange de la structure réservoir (montée et descente de la nappe). Pendant la phase de remplissage, l'eau est stockée en grande partie à l'amont de la structure réservoir. Cependant, pendant la phase de tarissement, et du fait que cette structure réservoir est en pente et que le débit aval est limité à une valeur constante (661 l/h), l'eau est accumulée à partir de l'instant 2 heures, en grande partie à l'aval de la structure poreuse (cf. figures 4.13 et 4.14). Pour cette structure en pente et constituée d'un matériau poreux de perméabilité 10 cm/s, le transfert d'eau, induit par les gradients hydrauliques, est accéléré sous l'effet de gravité, vers l'aval de l'ouvrage.



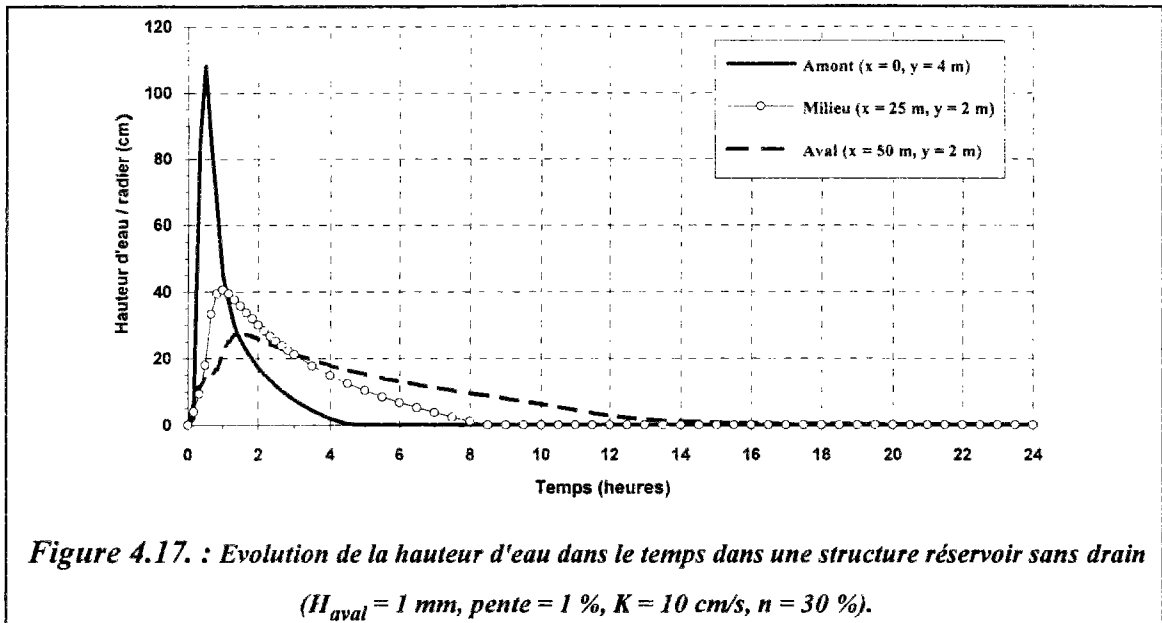
#### 4.3.2.1.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau aval ( $H_{aval}$ imposé)

Dans ce cas, la charge hydraulique est imposée égale à 1 mm ( $H_{aval} \cong 0$ ) au niveau de l'exutoire, ce qui correspond à un orifice calé au seuil de cote zéro. Dans ce cas, le débit de vidange est variable dans le temps. Il dépend de la charge hydraulique et du gradient hydraulique aux abords de l'orifice de vidange [ $Q_{aval} = f(H(t))$ ].

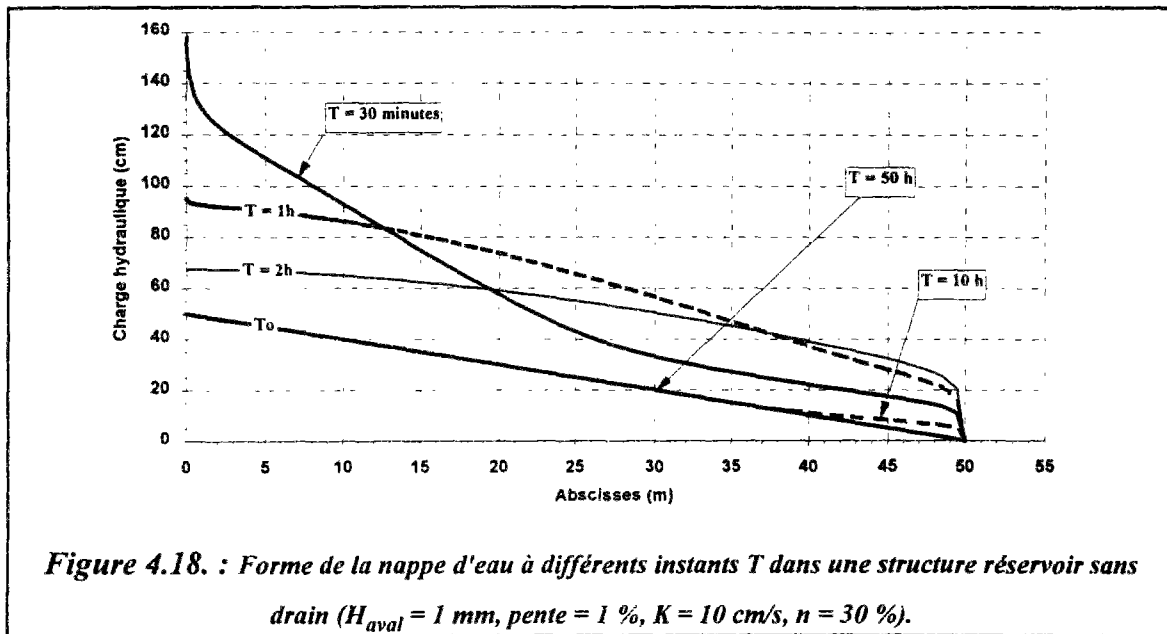
Le graphique 4.15 illustre une vue en 3 dimensions de la forme de la nappe d'eau dans la structure réservoir à l'instant  $T = 30$  minutes. La figure 4.16 présente une vue en plan des équipotentielles et des lignes de courant qui représentent une image des écoulements et de la forme de la nappe d'eau dans la structure réservoir à l'instant  $T = 30$  minutes. L'accroissement des gradients hydrauliques à l'amont de la structure réservoir (lignes piézométriques de plus en plus serrées) illustrent la forte remontée locale de la nappe d'eau suite à l'injection localisée dans le temps et dans l'espace d'une quantité d'eaux pluviales relativement importante. La condition aux limites imposée au niveau de l'exutoire de cette structure réservoir ( $H_{aval} \cong 0$ ) se traduit par un fort rabattement de la nappe (cf. figures 4.15, 4.16 et 4.18).



Le graphique 4.17 présente l'évolution de la nappe d'eau dans le temps en trois points (amont, milieu et aval) de la structure réservoir. Pour ce type de condition aux limites, le transfert d'eau amont-aval est accéléré et le temps de vidange de la structure réservoir est plus court que pour  $Q_{\text{aval}}$  imposé (cf. figures 4.17 et 4.13). Le décalage dans le temps et dans l'espace du niveau piézométrique maximum de la nappe d'eau (atteint à 30 minutes à l'amont, à 1 h au milieu et à 1,5 heures à l'aval) donne une idée sur la vitesse d'écoulement et du transfert d'eau à travers ce matériau poreux qui est d'environ 1 cm/s soit en moyenne une vitesse de 35 mètres/h. Dans ce cas, l'accumulation d'eau à l'aval de la structure réservoir est moins importante que dans le cas précédant.



La figure 4.18 présente la forme de la nappe d'eau dans l'axe de la structure réservoir (coupe parallèle à l'axe des x et d'ordonnée  $y = 4,08 \text{ m}$ ) en plusieurs instants (à  $T_0$ , à  $T = 30$  minutes, à  $T = 1$  heure, à  $T = 2 \text{ h}$ , à  $T = 10 \text{ h}$  et à  $T = 50 \text{ h}$ ). Ce graphique illustre les phases de remplissage et de vidange de la structure réservoir (montée et descente du niveau de la nappe d'eau). Pendant la phase de remplissage, une grande partie des eaux pluviales est stockée à l'amont de la structure réservoir. Contrairement au cas précédent, il n'y a pas d'accumulation d'eau à l'aval et toute la structure réservoir participe au stockage des eaux pluviales.



Après la présentation de quelques exemples des simulations réalisées à l'aide du modèle NAPP, il est intéressant d'analyser et de discuter l'influence des propriétés hydrodynamiques des matériaux poreux, de la pente et du mode de vidange sur le fonctionnement hydraulique des structures réservoirs (remplissage, vidange, écrêtement du débit de pointe, transfert d'eau dans le matériau poreux, etc.).

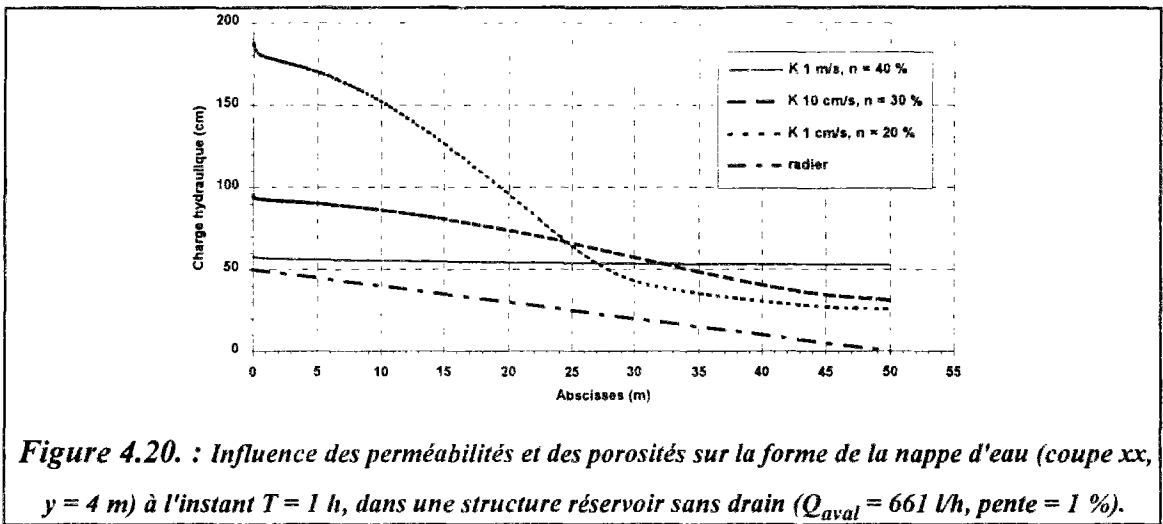
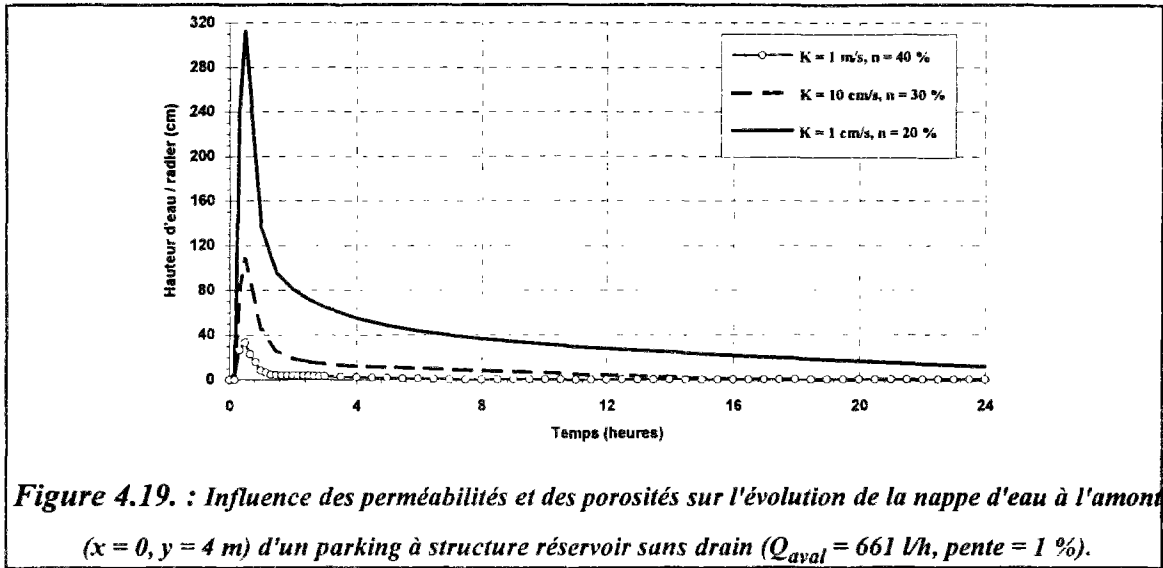
#### 4.3.2.2. Influence des propriétés hydrodynamiques (perméabilité, porosité)

La figure 4.19 illustre l'influence des propriétés hydrodynamiques des matériaux poreux constituant les structures réservoirs (perméabilité et porosité) sur l'évolution dans le temps du niveau piézométrique de la nappe d'eau. En effet, pour la même quantité d'eau injectée et au fur et à mesure que la perméabilité diminue, le niveau piézométrique de la nappe devient plus important et il y a de plus en plus de risques d'inondation de la structure réservoir notamment aux abords du point d'injection d'eau (cf. figure 4.19).

Au fur et à mesure que les perméabilités augmentent, les écoulements à travers les matériaux poreux constituant les structures réservoirs et le transfert d'eau de l'amont vers l'aval deviennent de plus en plus rapides.

Dans le cas où la hauteur d'eau est imposée au niveau de l'orifice aval ( $H_{aval} \cong 0$ ), ce qui correspond à un débit de vidange variable dans le temps [ $Q_{aval} = f(H(t))$ ], l'écrêtement du débit de pointe est moins important pour les fortes valeurs des perméabilités que pour les faibles valeurs. Par conséquent, le temps de vidange d'un tel ouvrage est plus long pour les faibles valeurs des perméabilités.

L'influence des perméabilités sur la forme de la nappe d'eau à l'instant  $T = 1$  heure (fin de la pluie) est illustrée par la figure 4.20.

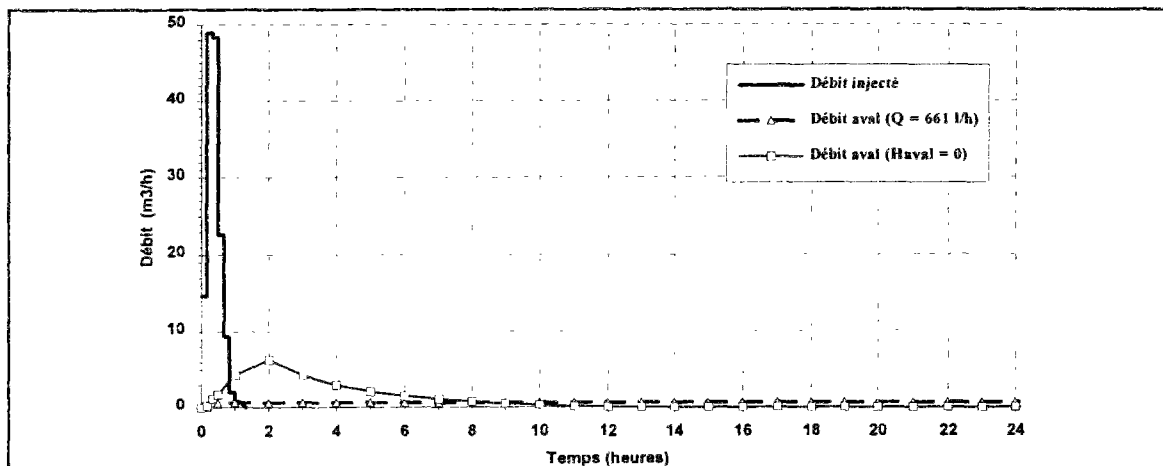


#### 4.3.2.3. Influence du mode de vidange (C.A.L. aval)

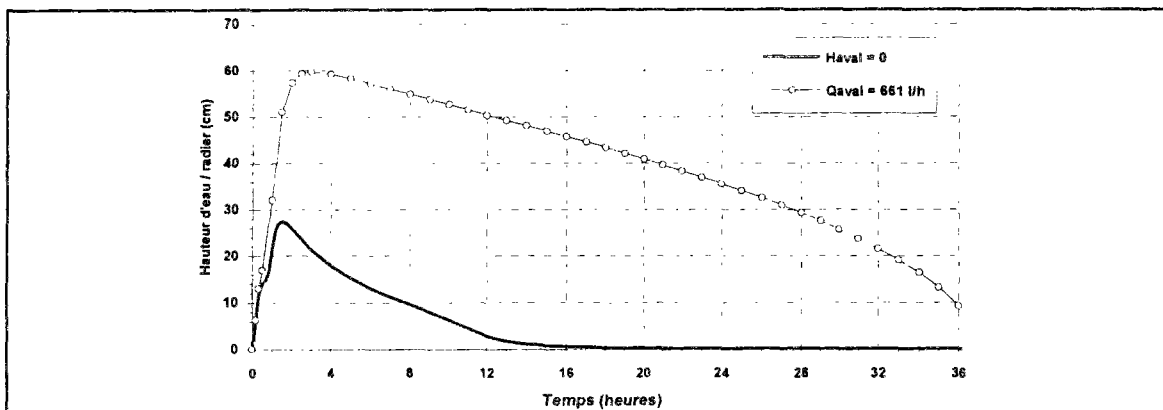
Le rôle des structures réservoirs dans l'écrêtement des débits de pointe et le stockage des eaux pluviales est illustré par la figure 4.21. L'écrêtement du débit de pointe est plus important dans le cas où le débit de vidange est limité à une valeur constante ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ ). En effet, pour cette structure poreuse en pente de 1 % et dont la partie réservoir est constituée de matériau très perméable ( $K = 10 \text{ cm/s}$ , porosité = 30 %), l'écrêtement du débit de pointe est de plus de 98 % pour un débit de vidange ( $Q_{\text{aval}}$ ) limité à 661 l/h et de 87 % pour  $H_{\text{aval}}$  imposé égale à zéro au niveau de l'exutoire (orifice aval de vidange).

Dans ces conditions, le temps de vidange de 95 % du volume d'eau injecté dans cette structure réservoir est de 9 heures pour  $H_{\text{aval}}$  imposé égale à zéro et de 36 heures pour  $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$  (cf. figures 4.21 et 4.22).

Cette structure réservoir permet d'écarter les débits de pointe et de stocker une quantité importante d'eaux pluviales. En effet, le volume d'eau stockée au bout d'une heure (à la fin de la pluie et de l'injection des eaux pluviales) représente 98 % du volume d'eau injectée dans la structure réservoir pour  $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$  et 92 % dans le cas où  $H_{\text{aval}} \cong 0$ .



**Figure 4.21. : Influence du mode de vidange sur l'écarterement du débit de pointe par une structure réservoir sans drain ( $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ , pente = 1 %).**



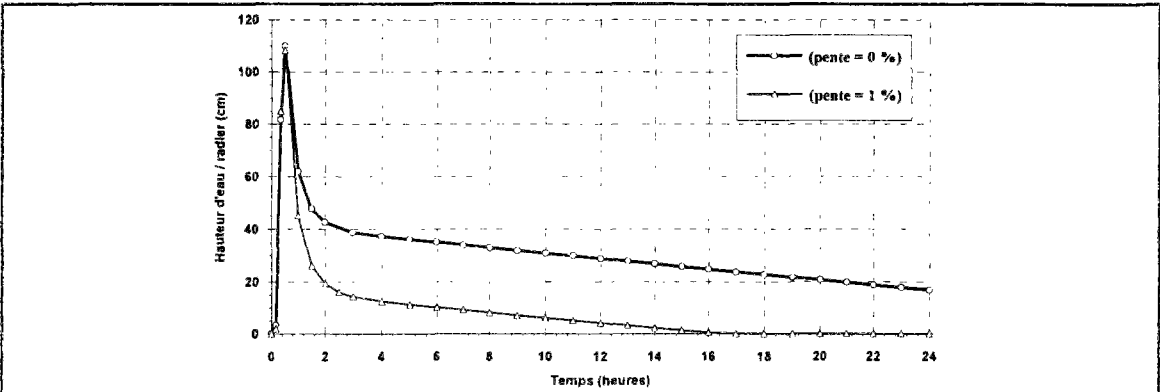
**Figure 4.22. : Influence du mode de vidange sur l'évolution de la nappe d'eau à l'aval ( $x = 50$ ,  $y = 2 \text{ m}$ ) d'un parking à structure réservoir sans drain ( $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ , pente = 1 %).**

#### 4.3.2.4. Influence de la pente

Pour une structure réservoir placée en pente et dans le cas d'un débit de vidange limité à une valeur constante ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ ), les eaux pluviales sont accumulées en grande partie à l'aval de la structure réservoir, notamment pour les fortes valeurs des perméabilités (cf. figure 4.22). Cependant, dans le cas où  $H_{\text{aval}}$  est imposée égale à zéro, la pente accélère la vidange des structures réservoirs, ce qui se traduit par un écartement moins important et un débit de vidange plus élevé que pour les ouvrages placés en position horizontale.



La figure 4.23 illustre l'effet de la pente sur l'évolution du niveau piézométrique de la nappe d'eau. Pour les structures réservoirs placées en pente, le transfert des eaux pluviales de l'amont vers l'aval est accéléré et ceci est encore amplifié pour les fortes valeurs des perméabilités.



**Figure 4.23. : Influence de la pente longitudinale sur l'évolution de la nappe d'eau à l'amont ( $x = 0$ ,  $y = 4$  m) d'un parking à structure réservoir sans drain ( $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %,  $Q_{aval} = 661$  l/h).**

Le tableau 4.2 récapitule l'effet de la pente, des conditions aux limites et des propriétés hydrodynamiques sur les hauteurs d'eau maximales simulées suite à l'injection d'un débit d'eaux pluviales relativement important dans ce parking à structure réservoir sans drain. Ces valeurs des hauteurs d'eau maximales, nécessaires pour assurer le stockage de cette quantité importante d'eaux pluviales, sont des renseignements très précieux pour le dimensionnement hydraulique des structures réservoirs.

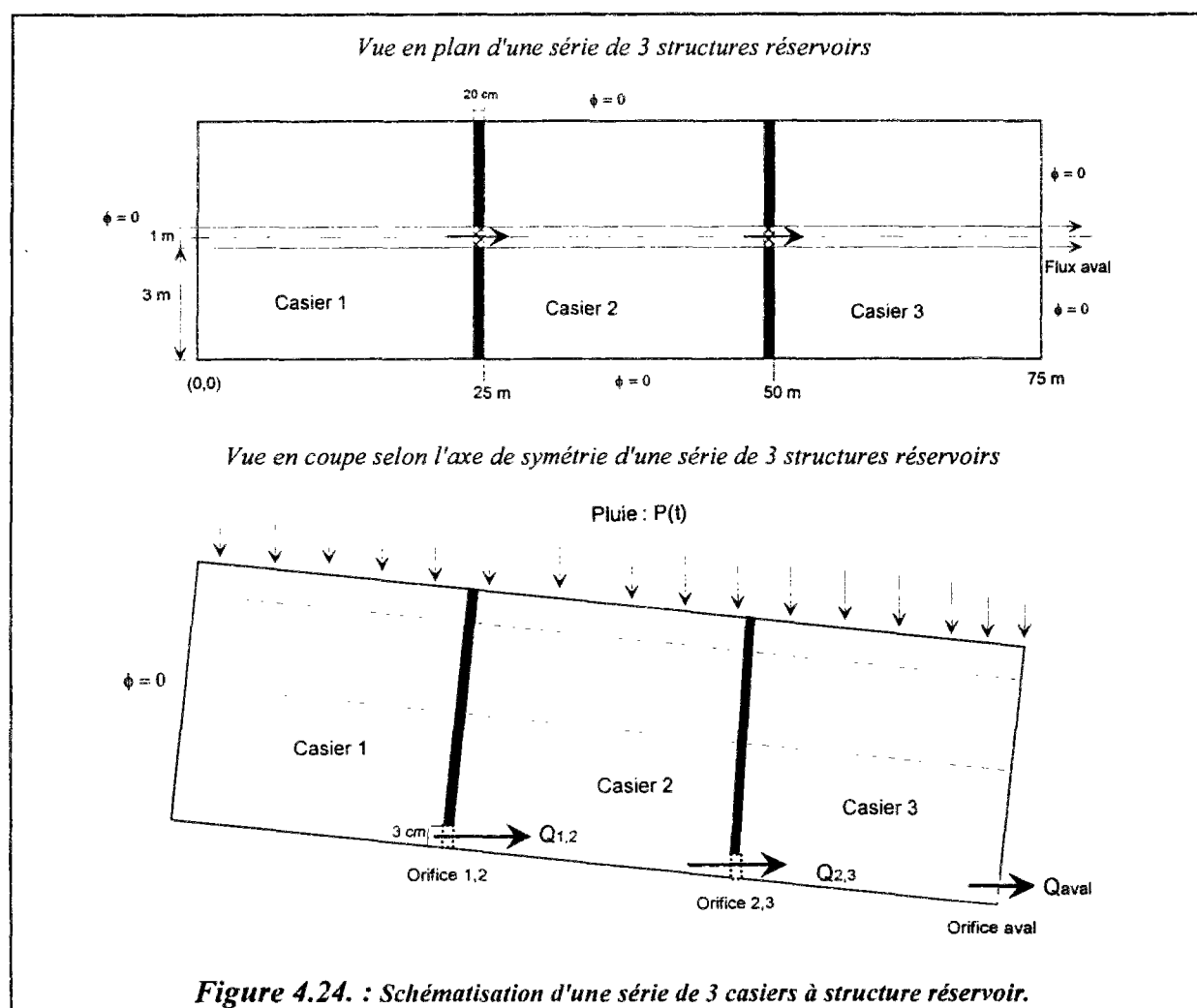
Les fortes valeurs obtenues des hauteurs d'eau sont très liées à l'existence d'une injection d'eau importante et localisée. Pour les réduire, il est souvent nécessaire de réaliser un système de diffusion d'eau dont l'étude est présentée au chapitre 5.

|  | Pente = 0 %                                   |   | Pente = 1 %                                  |  |
|--|---|---|--|--|
|  | $Q_{aval} = 661$ l/h                          | $H_{aval} = 0$                                | $Q_{aval} = 661$ l/h                         | $H_{aval} = 0$                               |
| <b>K = 1 m/s</b><br><b>porosité = 40 %</b>   | $H_{max} = 43,5$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | $H_{max} = 43,5$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | $H_{max} = 54$ cm<br>(à l'aval, à T = 1 h)   | $H_{max} = 33$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  |
| <b>K = 10 cm/s</b><br><b>porosité = 30 %</b> | $H_{max} = 110$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | $H_{max} = 110$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | $H_{max} = 108$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | $H_{max} = 108$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) |
| <b>K = 1 cm/s</b><br><b>porosité = 20 %</b>  | $H_{max} = 315$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | $H_{max} = 305$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | $H_{max} = 313$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | $H_{max} = 313$ cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) |

**Tableau 4.2. : Influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans un parking à structure réservoir sans drain.**

#### 4.4. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE D'UNE SERIE DE 3 CASIERS DE STRUCTURES RESERVOIRS

L'objectif de cette étude est de simuler le fonctionnement hydraulique global d'une série de 3 casiers de structures réservoirs sans drains, suite à l'infiltration à travers le revêtement drainant de surface, d'une pluie relativement intense (cf. figure 4.25) de hauteur totale cumulée de 40 mm et d'une durée 1 heure (pluie de projet adoptée en assainissement pluvial dans la communauté urbaine de Bordeaux). Cette étude permet entre autres d'apprécier le transfert d'eau et le cheminement des filets liquides d'un casier à un autre. Les dimensions des 3 casiers de structures réservoirs modélisés sont illustrées par la figure 4.24. Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de cet ouvrage (75 m de long sur 3,5 m de large) a été modélisée (cf. figure 4.24).



Pour la régulation du débit de vidange au niveau de l'exutoire de cette série de 3 casiers à structure réservoir, deux types de conditions aux limites (C.A.L.) ont été simulées (sur une largeur de 50 cm) au niveau de l'exutoire):

- ⊛ Condition aux limites de type NEUMAN: flux imposé ( $Q_{\text{aval}} = 284 \text{ l/h} = 3 \text{ l/s/ha} * S_{\text{apport}}$ ),
- ⊛ Condition aux limites de type DIRICHLET ou condition de potentiel imposé ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ).

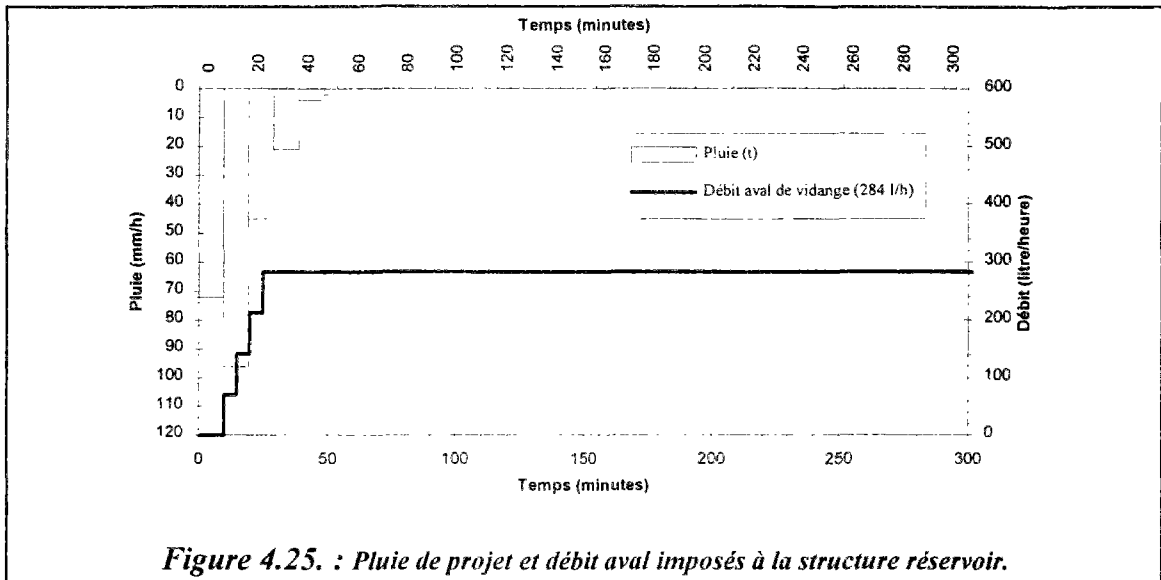


Figure 4.25. : Pluie de projet et débit aval imposés à la structure réservoir.

Pour illustrer le fonctionnement hydraulique global de cette série de 3 structures réservoirs, deux exemples de simulation sont présentés ci-dessous. Le premier cas illustre la régulation du débit au niveau de l'orifice aval ( $Q_{\text{aval}} = 284 \text{ l/h}$ ). Le deuxième cas correspond à un orifice de vidange calé à une cote égale à zéro au niveau de l'exutoire ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ). Pour ces deux exemples, la structure réservoir est placée en pente de 1% , la perméabilité du matériau poreux constituant la partie réservoir de la structure est de 10 cm/s avec une porosité de 30 % .

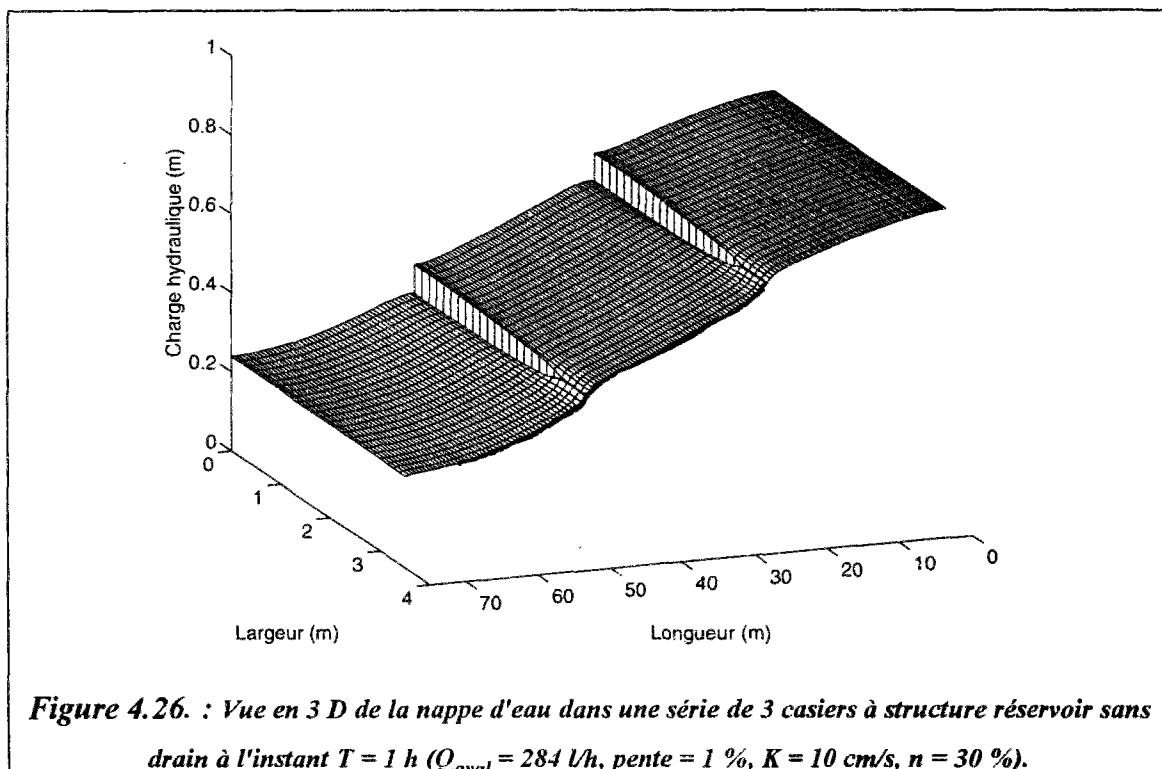
La régulation du débit et le transfert d'eau entre les 3 casiers sont assurés par des orifices poreux de 50 cm (largeur) sur 20 cm (épaisseur) et de 3 cm de hauteur au niveau de chaque cloison (cf. figure 4.24). Comme première approche, chaque orifice a été simulé ou schématisé par un matériau poreux "équivalent" très perméable ( $K_{xx} = K_{yy} = 10 \text{ m/s}$  et porosité = 60 %). Une étude plus approfondie semble être nécessaire pour le calage des dimensions et des propriétés hydrodynamiques des orifices de régulation du débit entre les casiers, en se basant sur des données expérimentales, pour se rapprocher des conditions réelles du fonctionnement hydraulique de ces orifices. Ce calage dépendra de la taille de l'orifice, des matériaux poreux utilisés et de la disposition et de répartition des granulats au voisinage de l'orifice. En effet, les écoulements à travers les matériaux poreux sont régis par la loi de DARCY et le flux transitant à travers ces matériaux est exprimé ainsi:  $q = -T \cdot \frac{\Delta H}{L_{\text{orifice}}}$ , où T

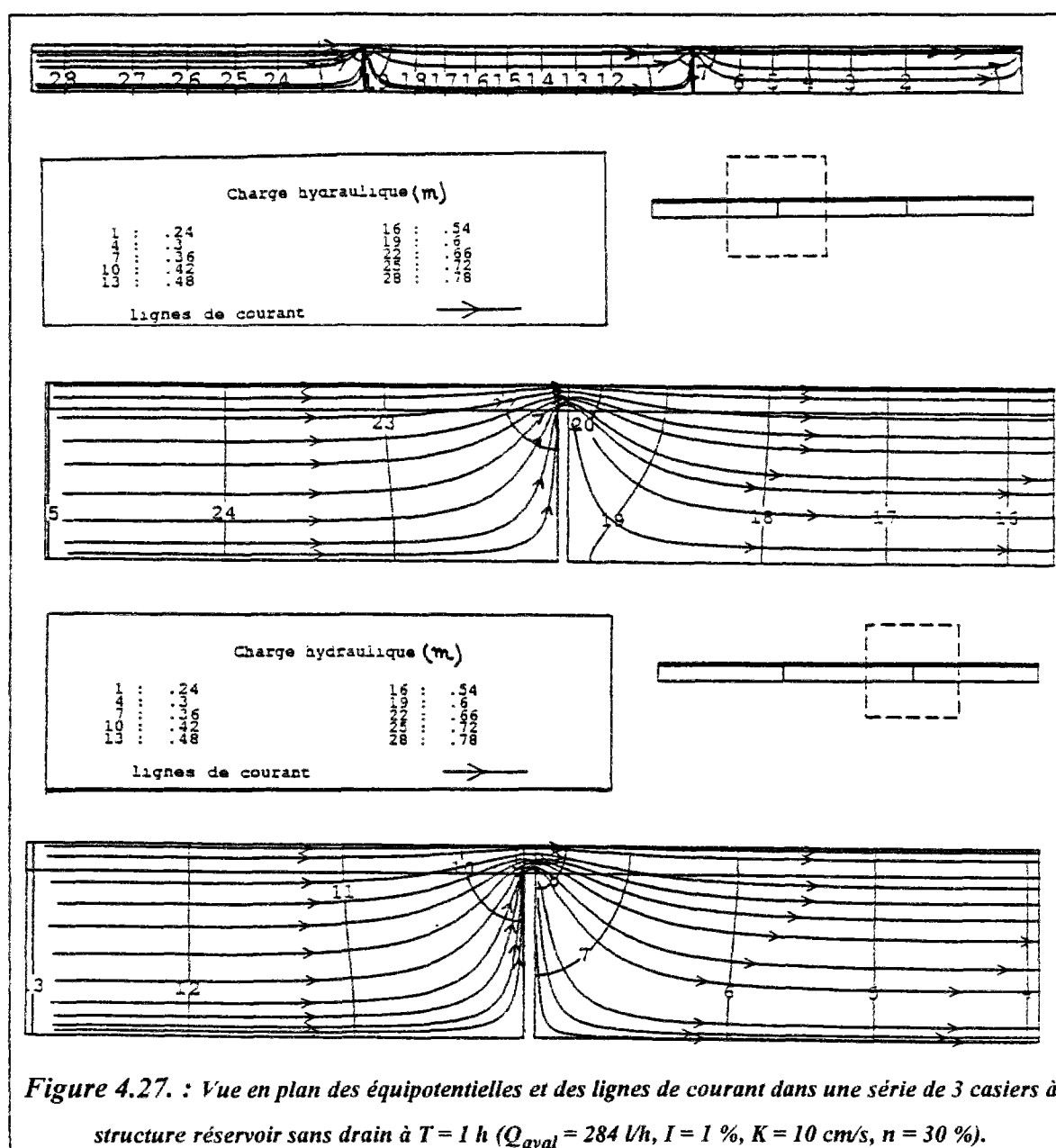
désigne la transmissivité du matériau poreux au niveau de l'orifice ( $T = K.H$ ),  $\Delta H$  signifie la charge hydraulique agissante (différence de charge hydraulique entre l'amont et l'aval de l'orifice) et  $L_{\text{orifice}}$  désigne la largeur de l'orifice. Cependant en hydraulique, le débit transitant à travers des orifices est donné par l'expression (DUCHENE et McBEAN, 1992; BURGESS et al.,

orifices est donné par l'expression (DUCHENE et McBEAN, 1992; BURGESS et al., 1993; RAIMBAULT, 1993b; DAKHLAOUI et al., 1995a, DAKHLAOUI, 1995b):  $q = C_d S_{or} \sqrt{2g\Delta H}$ , où  $C_d$  désigne le coefficient de débit et  $S_{or}$  est la section de l'orifice. Une étude expérimentale menée au LCPC par PINEAU (1988) pour approcher les coefficients de débit [ $C_d$ ] à travers des orifices placés dans des milieux poreux très ouverts et très perméable (gravier 10/80) montre que ce coefficient de débit est d'environ 0,6.

#### 4.4.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{aval}$ imposé)

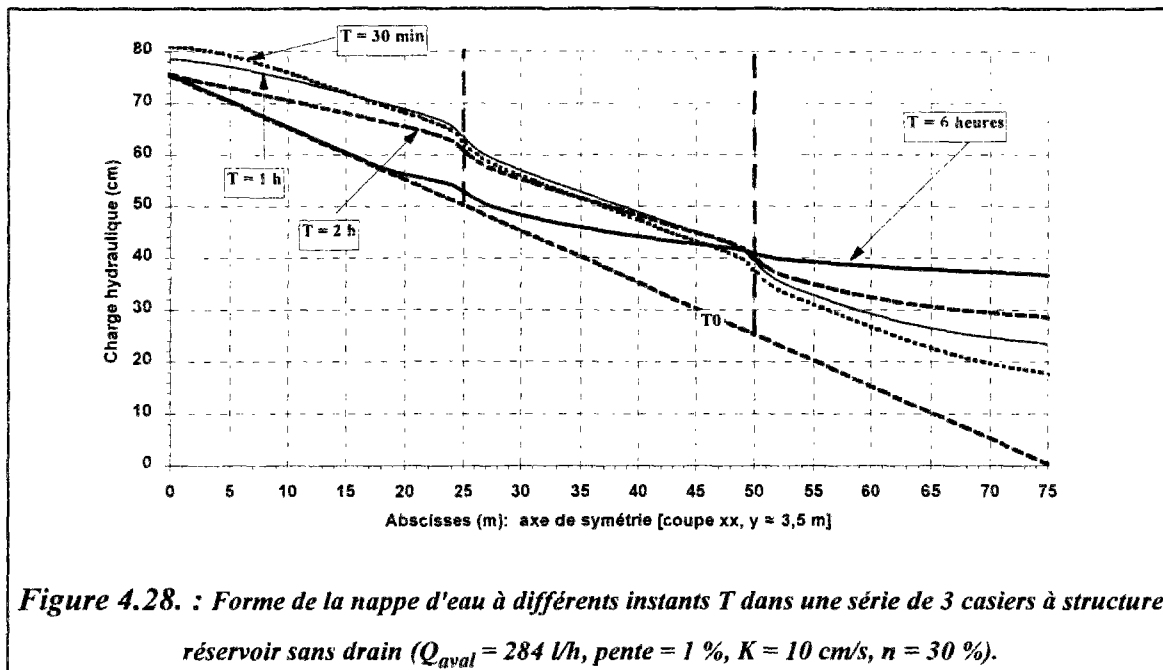
Dans ce cas, le débit de vidange est limité à 284 l/h (cf. figure 4.25). Le graphique 4.26 présente une vue en 3 dimensions qui illustre la forme de la nappe d'eau à l'instant  $T = 1$  heure (à la fin de la pluie). Le graphique 4.27 présente une vue en plan des équipotentielle et les lignes de courant à l'instant  $T = 1$  h. La charge hydraulique varie entre 78 cm à l'amont (ce qui correspond à 75 cm de dénivelée et une hauteur d'eau de 3 cm, à cet instant la partie amont de la structure est drainée) et 24 cm (soit 24 cm de hauteur d'eau), au niveau de l'orifice aval de vidange. Les équipotentielles décroissantes de l'amont vers l'aval et les lignes de courant qui convergent, sous l'effet des gradients hydrauliques, vers les orifices séparant les casiers et vers l'exutoire illustrent les écoulements, le cheminement des filets liquides et le transfert d'eau d'un casier à l'autre dans cette cascade de structures réservoirs. L'effet des orifices sur les écoulements (cf. figures 4.26 et 4.27) se traduit par le rabattement de la nappe d'eau aux voisinages de ces orifices (les équipotentielles tendent à être concentriques et les lignes de courant convergent).





Le graphique 4.28 présente la forme et les niveaux piézométriques de la nappe d'eau dans l'axe de la structure réservoir (coupe parallèle à l'axe des  $x$  et d'ordonnée  $y = 3,5 \text{ m}$ ) en plusieurs instants (à  $T_0$ , à  $T = 30 \text{ minutes}$ , à  $T = 1 \text{ heure}$ , à  $T = 2 \text{ h}$  et à  $T = 6 \text{ heures}$ ). Ce graphique illustre le remplissage et la vidange de la structure réservoir (montée et descente de la nappe). Pendant la phase de remplissage, toute la structure réservoir et notamment l'aval participe au stockage des eaux pluviales. Cependant pendant la phase de tarissement, et du fait que cette structure réservoir est en pente et que le débit aval est limité à une valeur constante ( $284 \text{ l/h}$ ), l'eau est accumulée en grande partie à l'aval de la structure poreuse ainsi qu'au niveau des cloisons séparant les casiers (le débit de transfert d'eau est limité par les cloisons). Pour cette structure en pente, constituée d'un matériau poreux de perméabilité relativement importante

(10 cm/s), le transfert d'eau est accéléré sous l'effet de gravité, vers l'aval des casiers (cf. figure 4.28).



#### 4.4.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau aval ( $H_{aval}$ imposé)

Dans ce cas, la charge hydraulique est imposée égale à 1 mm ( $H_{aval} \cong 0$ ) au niveau de l'exutoire, ce qui correspond à un orifice calé au seuil de cote zéro. Ce qui se traduit par un débit de vidange variable dans le temps et dépendant de la charge hydraulique et des gradients hydrauliques au voisinage de l'orifice aval [ $Q_{aval} = f(H(t))$ ].

Le graphique 4.29 illustre une vue en 3 dimensions de la nappe d'eau dans la structure réservoir à l'instant  $T = 1$  heure. La figure 4.30 présente, au même instant ( $T = 1\text{h}$ ), une vue en plan des équipotentiellles et des lignes de courant qui représentent une image des écoulements ainsi que le transfert d'eau d'un casier à un autre. La condition aux limites imposée au niveau de l'exutoire ( $H_{aval} \cong 0$ ) se traduit par un rabattement de la nappe d'eau plus important que pour  $Q_{aval}$  limité à 284 l/h (cf. figures 4.29, 4.31, 4.26 et 4.28).

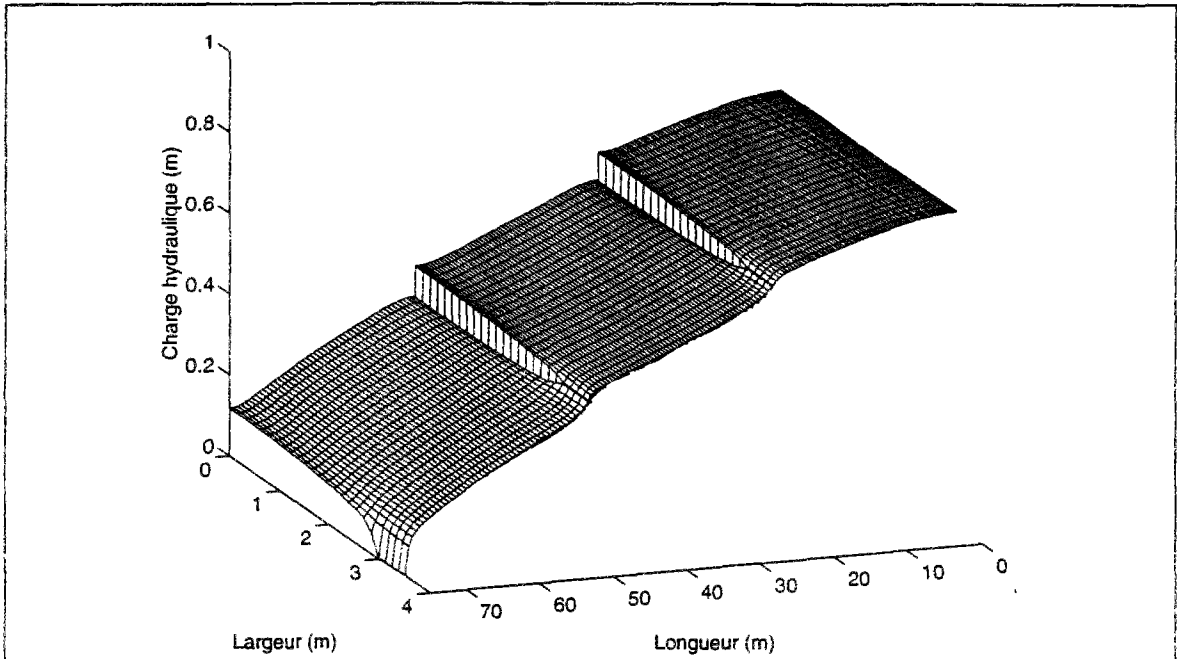


Figure 4.29. : Vue en 3 D de la nappe d'eau dans une série de 3 casiers à structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 1 \text{ h}$  ( $H_{\text{aval}} = 1 \text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

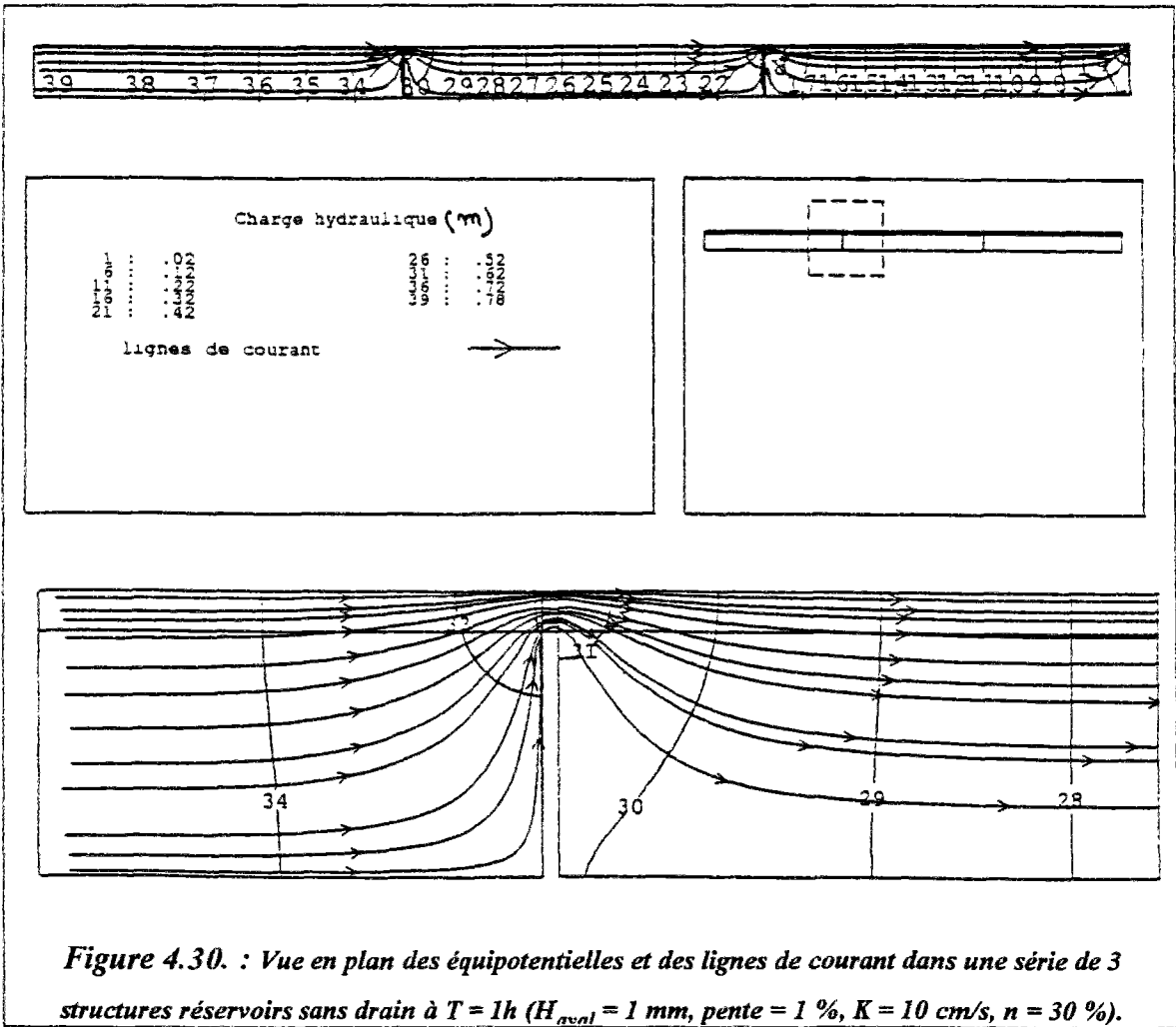
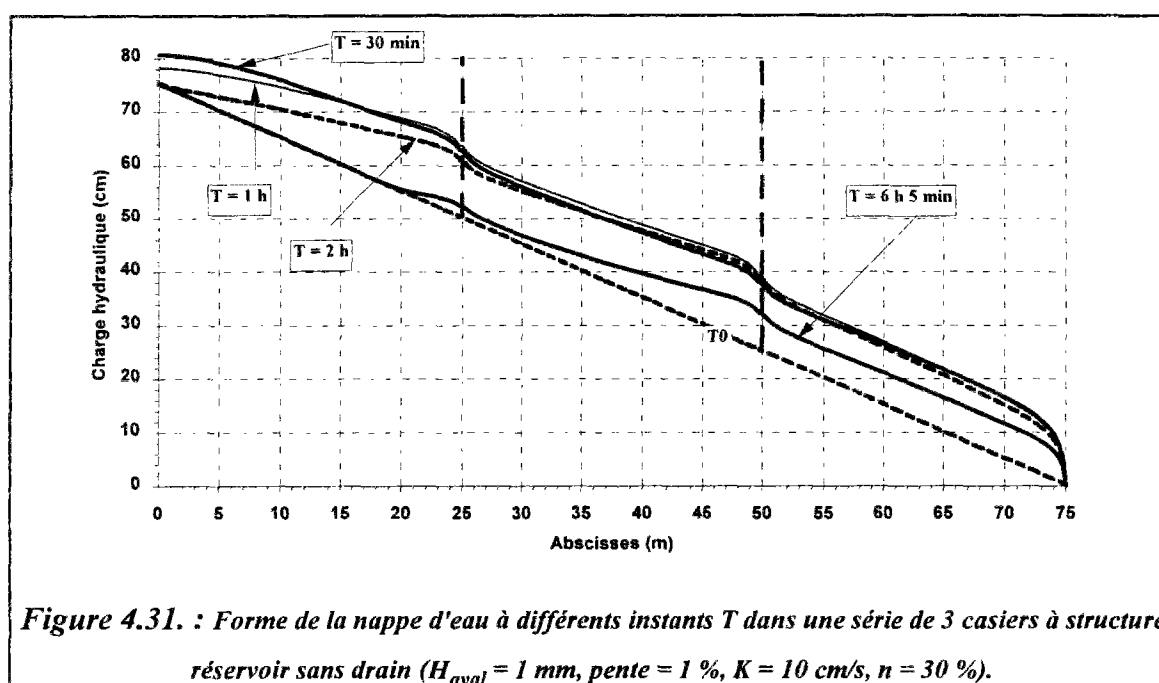


Figure 4.30. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une série de 3 structures réservoirs sans drain à  $T = 1 \text{ h}$  ( $H_{\text{aval}} = 1 \text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

La figure 4.31 présente les niveaux piézométriques de la nappe d'eau dans l'axe de ces 3 structures réservoirs (coupe parallèle à l'axe des x et d'ordonnée  $y = 3,5$  m) en plusieurs instants (à  $T_0$ , à  $T = 30$  minutes, à  $T = 1$  heure, à  $T = 2$  h et à  $T = 6$  h) pendant les phases de remplissage et de tarissement (montée et descente du niveau de la nappe d'eau). Les cloisons séparant les casiers à structure réservoir permettent de réguler et de limiter le transfert d'eau vers l'aval de l'ouvrage. Pour les deux types de conditions aux limites imposées au niveau de l'exutoire ( $Q_{\text{aval}}$  ou  $H_{\text{aval}}$ ), et sous l'effet de gravité, le temps de vidange du casier amont est d'environ 6 heures.



L'évolution du niveau piézométrique de la nappe d'eau dans le temps en plusieurs points de cet ouvrage de stockage d'eaux pluviales est illustrée par deux graphiques présentés à l'annexe 6 (cf. figures A.6.29 et A.6.30).

Le graphique 4.32 illustre l'effet des propriétés hydrodynamiques sur le niveau piézométrique de la nappe d'eau à la fin de la pluie (à l'instant  $T = 1$  h) dans une série de trois structures réservoirs sans drain. Le tableau 4.3 récapitule l'effet de la pente, des modes de vidange et des propriétés hydrodynamiques sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans cet ouvrage qui a permis l'écrêtement du débit de pointe et le stockage d'une pluie intense de 40 mm en une heure.



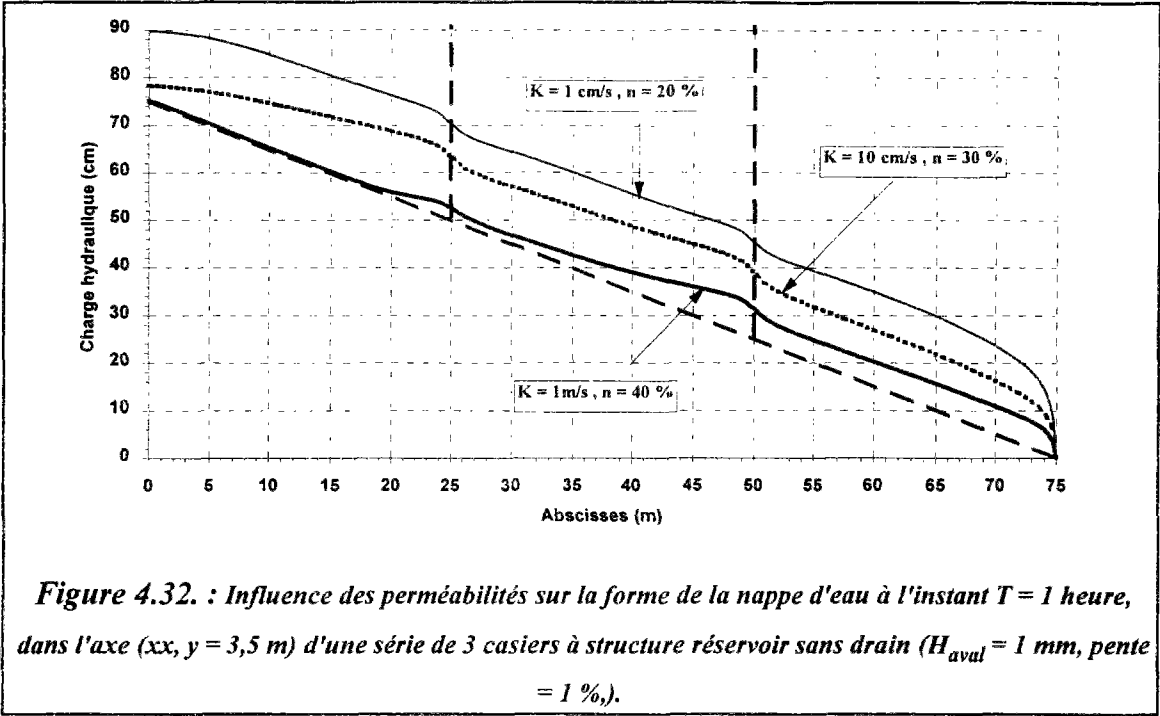


Figure 4.32. : Influence des perméabilités sur la forme de la nappe d'eau à l'instant  $T = 1$  heure, dans l'axe  $(xx, y = 3,5\text{ m})$  d'une série de 3 casiers à structure réservoir sans drain ( $H_{\text{aval}} = 1\text{ mm}$ , pente  $= 1\text{ ‰}$ ).

|  | Pente = 0 ‰   |   | Pente = 1 ‰  |   |
|--|---|---|--|---|
|  | $Q_{\text{aval}} = 284\text{ l/h}$                                | $H_{\text{aval}} = 0$   | $Q_{\text{aval}} = 284\text{ l/h}$                               | $H_{\text{aval}} = 0$   |
| <b>K = 1 m/s</b><br><b>porosité = 40 ‰</b>   | Pas de simulation   | $H_{\text{max}} = 10,5\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1\text{ h}$ ) | Pas de simulation  | $H_{\text{max}} = 10\text{ cm}$<br>(Cloison 2-3, $T = 1/2\text{ h}$ ) |
| <b>K = 10 cm/s</b><br><b>porosité = 30 ‰</b> | $H_{\text{max}} = 14\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1\text{ h}$ ) | $H_{\text{max}} = 14\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1\text{ h}$ )   | $H_{\text{max}} = 38\text{ cm}$<br>(à l'aval, $T = 6\text{ h}$ ) | $H_{\text{max}} = 17\text{ cm}$<br>(Cloison 2-3, $T = 1\text{ h}$ )   |
| <b>K = 1 cm/s</b><br><b>porosité = 20 ‰</b>  | Pas de simulation   | $H_{\text{max}} = 21\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1\text{ h}$ )   | Pas de simulation  | $H_{\text{max}} = 22,5\text{ cm}$<br>(Cloison 2-3, $T = 2\text{ h}$ ) |

Tableau 4.3. : Influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans une série de 3 casiers de structures réservoirs sans drain.

En pratique, la réalisation d'un dispositif de régulation des débits à l'aval doit conduire à des dispositifs semblables entre les casiers situés à l'amont pour éviter des hauteurs d'eau trop importantes au voisinage de l'exutoire.

## 4.5. CONCLUSION

Le modèle NAPP du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC permet de simuler le fonctionnement hydraulique d'un élément ou d'une série de casiers de structures réservoirs. Ce modèle permet d'étudier les écoulements et le transfert d'eau à travers les matériaux poreux, très ouverts, constituant la partie réservoir de ces ouvrages de stockage d'eaux pluviales. Cette étude montre que les structures réservoirs, même sans système d'injection d'eau, jouent un rôle très important dans le stockage et l'écrêtement des débits de pointe d'eaux pluviales. Ces ouvrages permettent la rétention d'une quantité importante d'eaux pluviales et l'écrêtement de plus de 90 % du débit injecté. L'absence de système de diffusion d'eau dans les structures réservoirs peut se traduire par des hauteurs d'eau très élevées (inondation localisée) près du point d'injection d'un débit important d'eaux pluviales, notamment pour les faibles valeurs de perméabilités.

Le débit de vidange et par conséquent l'écrêtement des débits de pointe dépendent essentiellement des conditions aux limites imposées au niveau de l'exutoire, de la pente et des propriétés hydrodynamiques des matériaux poreux constituant les structures réservoirs. En effet, la pente (effet de gravité) accélère le transfert d'eau de l'amont vers l'aval et notamment pour les fortes valeurs des perméabilités. Dans le cas d'un orifice aval calé à un seuil de cote zéro ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ) au niveau de l'exutoire, le débit de vidange est variable dans le temps et dépend de la charge hydraulique et des gradients hydrauliques au voisinage de l'orifice aval [ $Q_{\text{aval}} = f(H(t))$ ] suivant la loi de DARCY. Dans ce cas, le débit de vidange peut être plus important que dans le cas où  $Q_{\text{aval}}$  est limité à une valeur constante. Par conséquent, l'écrêtement et le temps de vidange sont moins élevés, notamment pour les structures réservoirs en pente et pour les fortes valeurs des perméabilités des matériaux poreux.

En plus des deux modes de régulation du débit de vidange simulés ( $Q_{\text{aval}}$  ou  $H_{\text{aval}}$  limité à une valeur constante), les structures réservoirs peuvent être drainées, si les conditions hydrogéologiques et mécaniques le permettent, par infiltration dans le sol support (infiltration sous une charge hydraulique ou un flux variable dans le temps). Ce mode de vidange peut être simulé par le modèle NSAT du code de calcul CESAR-LCPC, résolvant l'équation de RICHARDS qui permet de décrire les écoulements en milieux poreux saturés et non saturés (cf. chapitre 2).

Pour se rapprocher plus du fonctionnement hydraulique réel des structures réservoirs, il serait intéressant de rajouter dans le modèle NAPP la possibilité d'imposer une condition aux limites mixte (condition d'échange ou condition de type CAUCHY). Il s'agit, plus précisément d'une loi de type  $[Q = C_d (\Delta H) S \sqrt{2g\Delta H}]$ , régissant les écoulements à travers les orifices, au niveau de l'exutoire et au niveau des cloisons ou des orifices de régulation du débit entre les casiers des structures réservoirs.



## **Chapitre 5**

**Etude du couplage drain-milieu  
poreux dans une structure réservoir**



## **Chapitre 5**

### **Etude du couplage drain-milieu poreux dans une structure réservoir**

#### **5.1. INTRODUCTION**

L'injection d'une quantité d'eau importante d'eaux pluviales dans les structures réservoirs non équipées de système de diffusion d'eau, étudiées au chapitre 4, se traduit souvent par des hauteurs d'eau importantes voire l'inondation localisée de ces ouvrages de stockage d'eaux pluviales, notamment près des points d'injection d'eau. Pour pallier à ce problème, réduire les hauteurs d'eau et faciliter le transfert des eaux pluviales à travers les matériaux poreux constituant les structures réservoirs, il est nécessaire de concevoir un réseau de diffusion favorisant leur bonne répartition spatiale (RAIMBAULT, 1993b, DAKHLAOUI et al., 1995a, DAKHLAOUI et al., 1995b).

Les dispositifs spécifiques de diffusion d'eau dans les matériaux poreux très perméables ou "très ouverts" sont généralement constitués par des réseaux de drains servant à l'injection pendant la pluie et facilitant parfois le drainage après (DAKHLAOUI et al., 1996).

L'étude du fonctionnement hydraulique des structures réservoirs, comportant des drains, se heurte au problème du couplage des écoulements en milieu poreux et des écoulements à surface libre dans les ouvrages de diffusion et/ou de drainage (drains). Ce chapitre propose une approche simple et originale pour le couplage drain-milieu poreux. Il s'agit de modéliser (schématiser) le drain par un milieu poreux équivalent.

Le fonctionnement hydraulique complet des structures réservoirs équipées de drains a été étudié, en régime transitoire, à l'aide du modèle NAPP du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. L'objectif de cette étude est de valider la modélisation, en régime permanent, d'un drain par un milieu poreux équivalent, qui sera utilisé par la suite pour la simulation, en régime transitoire, des écoulements dans le système "structure poreuse + drain".

Au cours de ces simulations, l'influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange (conditions aux limites imposées à l'exutoire) sur l'écrêtement des débits, le transfert et le stockage des eaux pluviales, dans ces ouvrages munis de drains, a été étudiée.

Le rôle du drain dans la diffusion, la répartition, le transfert d'eau ainsi que le drainage des eaux pluviales dans les structures réservoirs, ont été étudiés. L'influence des drains sur le stockage et l'écrêtement des débits de pointe des eaux pluviales a été également analysée.

Un exemple d'application sur un parking à structure réservoir comportant des drains de diffusion et de drainage d'eaux pluviales, réalisé dans la région Bordelaise, sera présenté pour illustrer le couplage des écoulements dans les drains avec ceux dans les structures poreuses et le rôle des drains dans le fonctionnement hydraulique des ouvrages de stockage d'eaux pluviales relativement complexes.

## 5.2. MODELISATION DU COUPLAGE DRAIN-MILIEU POREUX

L'approche du couplage drain-milieu poreux adoptée dans cette thèse consiste à modéliser le drain par un milieu poreux équivalent.

Pour la validation de cette schématisation et la détermination des caractéristiques des matériaux poreux équivalents (2) et (3) du modèle de drain adopté (cf. figure 5.1), les résultats des simulations réalisées, en régime permanent, à l'aide du modèle NAPP du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC (cf. chapitre 4), ont été comparés aux données expérimentales de diffusion d'eau par des drains en fonctionnement dénoyé (cf. § 3.2 du chapitre 3). Pour les drains noyés ou semi-noyés, les résultats numériques du modèle NAPP ont été comparés à ceux du modèle monodimensionnel "HYDRODIF" (cf. § 3.3 et § 3.4 du chapitre 3) simulant les écoulements permanents dans les drains de diffusion d'eau.

Une fois validée, la schématisation d'un drain par un milieu poreux équivalent permettra de simuler les écoulements et le fonctionnement hydraulique, en régime transitoire, des structures réservoirs équipées de drains de diffusion et/ou de drainage.

### 5.2.1. Schématisation d'un drain par un milieu poreux équivalent

L'intérieur du drain a été modélisé par un milieu très poreux et très perméable (2), séparé du matériau poreux (1) constituant la structure réservoir par un matériau moins perméable, appelé "interface" (3). Ce dernier représente les parois du drain comportant des fentes ou des "orifices" de petite taille pour assurer la diffusion et/ou le drainage des eaux pluviales dans les structures réservoirs (cf. figure 5.1).

Pour l'étude du couplage drain-milieu poreux, en régime permanent, le drain a été soumis aux mêmes conditions aux limites que celles imposées dans l'étude expérimentale et dans la modélisation de la diffusion d'eau par des drains, présentées au chapitre 3. En effet, à l'amont le drain est soumis à une charge hydraulique  $H_{\text{amont}}$  (hauteur d'eau) correspondant au débit d'eaux pluviales injecté  $Q_{\text{amont}}$  (cf. figure 5.1).

En régime permanent, la charge hydraulique est indépendante du temps ( $\frac{\partial H}{\partial t} = 0$ ) et l'équation de diffusion adoptée dans le modèle NAPP (cf. équation 4.1 du chapitre 4) se simplifie:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( T_{xx}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial x} + T_{xy}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_{xy}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial x} + T_{yy}(x, y, H) \frac{\partial H}{\partial y} \right) + q = 0 \quad (5.1)$$

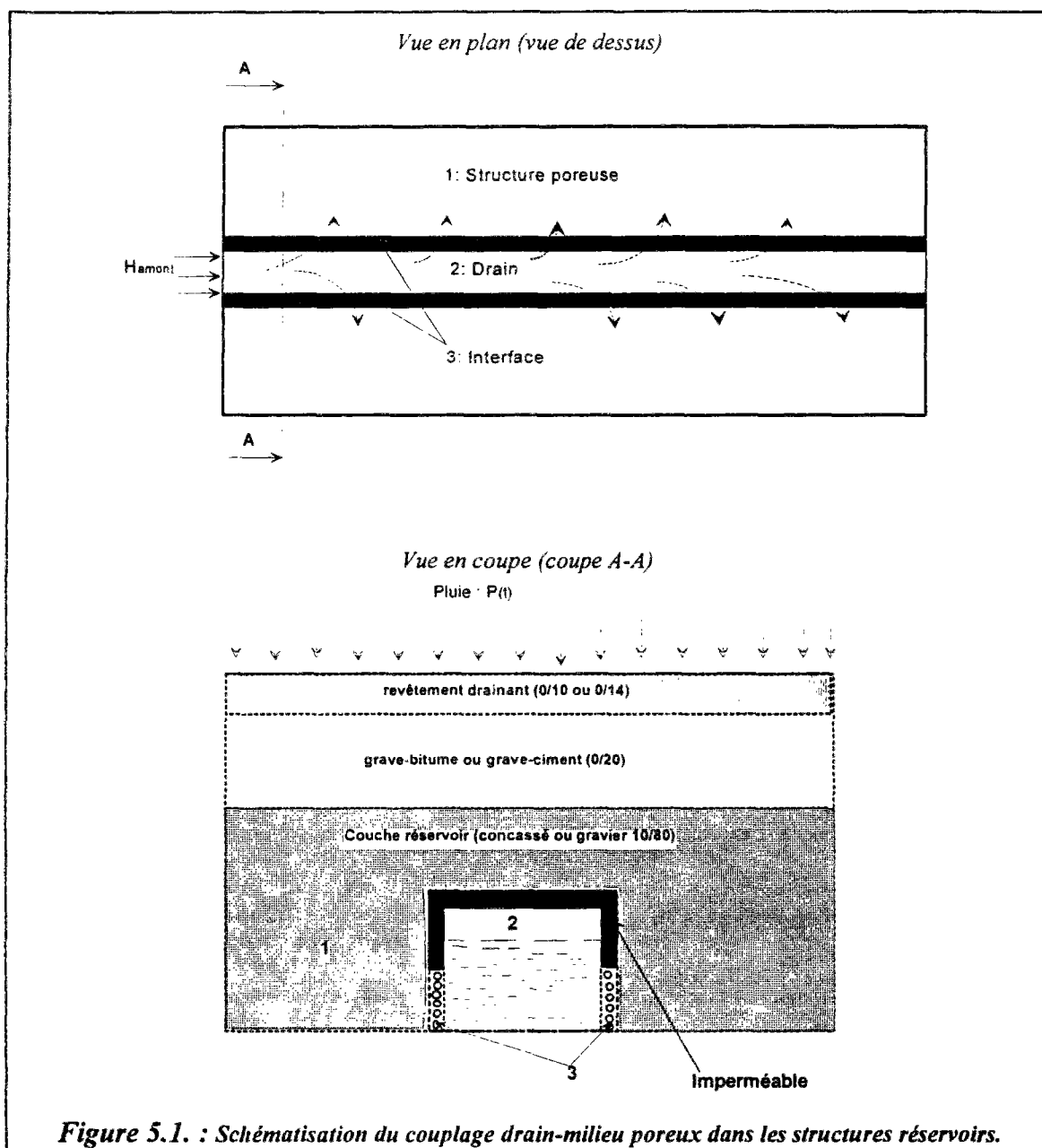


avec,  $(o, x, y, z)$  : repère cartésien;  $(o, x, y)$  : plan horizontal et  $oz$  : axe vertical orienté vers le haut;  $H(x, y)$  : niveau piézométrique de la nappe d'eau [L];  $q$  : terme source ou débit par unité de surface [ $L T^{-1}$ ];  $T_{xx}$ ,  $T_{xy}$  et  $T_{yy}$  sont les composantes du tenseur de transmissivités, [ $L^2 T^{-1}$ ], définies par:

$$T_{ij}(x, y, z) = \int_{z_0(x, y)}^z k_{ij}(x, y, z') \cdot dz'$$

où  $K_{ij}$  sont les composantes, en un point de l'aquifère, du tenseur des perméabilités de DARCY.  $z_0(x, y)$  désigne l'équation du substratum, supposé imperméable.

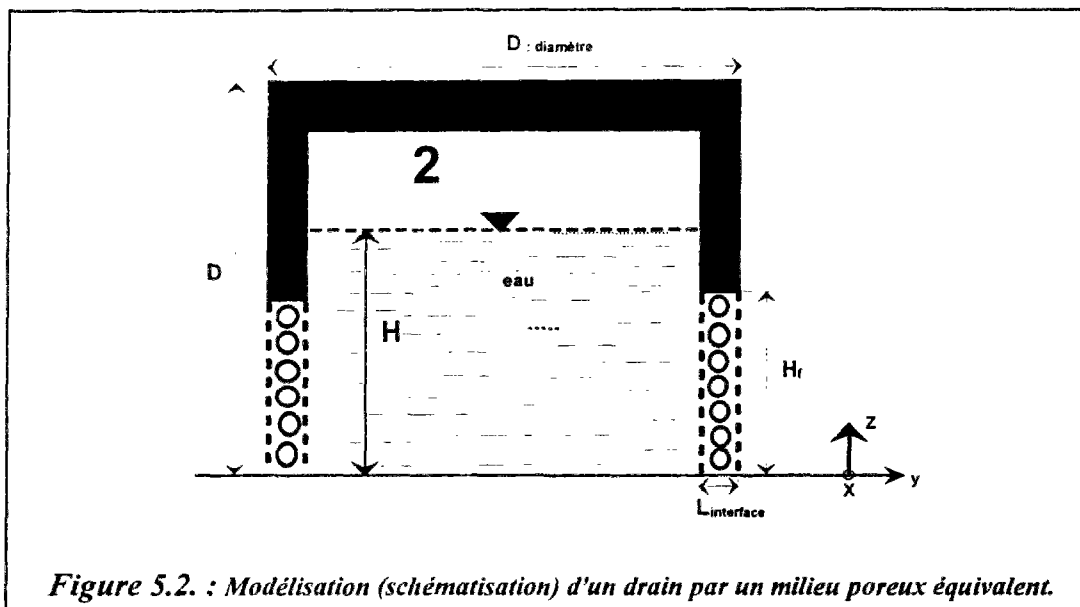
Dans ce cas, les écoulements dans le système "drain + structure poreuse" ne dépendent que de la charge hydraulique, des débits injectés ou prélevés et des perméabilités des matériaux poreux constituant ce système.



### 5.2.1.1. détermination des caractéristiques du drain équivalent

La figure 5.2 illustre une schématisation d'un drain de diamètre  $D$  par un milieu poreux équivalent. Les fentes du drain, servant à l'injection et/ou au drainage des eaux pluviales dans les structures réservoirs, sont réparties sur la hauteur  $H_f$  (partie poreuse) de l'interface d'épaisseur  $L_{interface}$ .

Une partie de l'interface drain-structure poreuse, représentant les parois du drain, est constituée de matériau poreux et perméable pour schématiser la partie "poreuse" du drain sur laquelle les fentes sont réparties (cf. figure 5.2). L'autre partie "étanche" des parois du drain (où il n'y a pas de fentes) est schématisée par un matériau très peu perméable ( $K_x = K_y = 10^{-7}$  m/s, soit 0,36 mm/h).



**Figure 5.2. : Modélisation (schématisation) d'un drain par un milieu poreux équivalent.**

L'application de l'équation de diffusion, en régime permanent, du modèle NAPP (5.1) à l'écoulement dans un drain diffusant des eaux pluviales et particulièrement à l'interface drain-structure réservoir [matériau (3)], permet de retrouver les paramètres qui influencent la schématisation d'un drain par un milieu poreux équivalent. Il s'agit de déterminer les caractéristiques (les dimensions et les propriétés hydrodynamiques) des matériaux poreux (2) et (3) influençant le fonctionnement hydraulique du drain.

Le flux traversant les parois du drain est obtenu par l'application de la loi de DARCY entre deux points situés de part et d'autre de l'interface et séparés par la distance  $L_{interface}$ . Comme le montre le graphique 5.2, seule la partie "poreuse" de l'interface drain-structure réservoir (où il y a de fentes), de hauteur  $H_f$ , participe à la diffusion et/ou au drainage des eaux pluviales.  $K_{interface}$  désigne la perméabilité de la partie "poreuse" de l'interface selon la direction perpendiculaire à ce dernier (selon l'axe Y). Cependant, l'interface est supposée imperméable ( $K_{x\ inter} = 10^{-7}$  m/s), dans le sens longitudinal du drain (selon l'axe X).

Pour la détermination des débits diffusés par le drain, deux cas peuvent se présenter, selon la position relative de la hauteur d'eau dans le drain par rapport à la limite supérieure des fentes.

✪ Dans le cas où la hauteur d'eau dans le drain est inférieure à la hauteur des fentes ( $H < H_f$ ), le flux diffusé à travers l'interface drain-structure poreuse peut être approché par l'expression:

$$q_{interface} = \frac{K_{interface}}{L_{interface}} \frac{(H + H_{extérieure})}{2} (H - H_{extérieure}) \quad (5.2)$$

où,  $H_{extérieure}$  désigne la charge hydraulique sur la face extérieure de l'interface et  $q_{interface}$ , de dimension  $[L^2T^{-1}]$ , désigne le débit diffusé par unité de longueur du drain.

✪ Dans le cas où la hauteur d'eau dans le drain est supérieure à la hauteur des fentes ( $H > H_f$ ), le flux diffusé par unité de longueur à travers l'interface est approché par l'expression:

$$q_{interface} = \frac{K_{interface}}{L_{interface}} \cdot H_f \cdot (H - H_{extérieure}) \quad (5.3)$$

Dans les deux cas présentés ci-dessus, la somme ou l'intégration des débits  $[q_{interface}]$ , diffusés le long du drain, permet de vérifier l'équation de continuité et de retrouver le débit total injecté à l'amont du drain  $Q_{amont}$ :

$$Q_{amont} = \int_0^{L_{drain}} q_{interface}(x) dx \quad (5.4)$$

Le débit transitant dans le drain  $Q(x)$ , de dimension  $[L^3T^{-1}]$  (suivant la direction longitudinale) et traversant la section mouillée transversale  $S(x)$ , à l'abscisse  $x$ , peut être exprimé ainsi :

$$Q(x) = K_{drain} \cdot D \cdot H(x) \cdot \frac{dH}{dx} \quad (5.5)$$

avec,  $K_{drain}$  : perméabilité du matériau constituant l'intérieur du drain ( $k_x = k_y = K_{drain}$ ),  $[LT^{-1}]$ ,  
 $D$  : diamètre du drain,  $[L]$ .

Il en résulte que les trois paramètres influençant la modélisation d'un drain par un milieu poreux équivalent et son fonctionnement hydraulique sont :

- ❶ la hauteur des fentes  $H_f$  qui représente la hauteur de la paroi du drain munie de fentes,  $[L]$ ,
- ❷ le rapport de la perméabilité sur l'épaisseur de l'interface  $\frac{K_{interface}}{L_{interface}}$ ,  $[T^{-1}]$ ,
- ❸ la perméabilité du matériau poreux constituant l'intérieur du drain  $K_{drain}$ ,  $[LT^{-1}]$ .

La démarche adoptée pour déterminer les valeurs optimales de ces paramètres permettant une schématisation d'un drain par un milieu poreux équivalent la plus proche de la réalité, consiste dans un premier temps à évaluer l'influence de ces paramètres sur les résultats globaux, à savoir le débit total injecté à l'amont ( $Q_{amont}$ ) et la longueur sur laquelle il y a

diffusion d'eau ( $L_{\text{diffusion}}$ ), ainsi que sur la répartition spatiale des débits diffusés le long du drain  $q_{\text{interface}}(x)$  :

➤ Si la hauteur des fentes [ $H_f$ ] augmente, le débit total injecté à l'amont [ $Q_{\text{amont}}$ ] ainsi que le débit diffusé par unité de longueur de drain [ $q_{\text{interface}}(x)$ ] augmentent. Par contre, la longueur de diffusion [ $L_{\text{diffusion}}$ ] décroît beaucoup.

➤ Le rapport  $\left[ \frac{K_{\text{interface}}}{L_{\text{interface}}} \right]$  a la même influence que le paramètre [ $H_f$ ] sur la tendance des résultats [ $Q_{\text{amont}}$ ], [ $q_{\text{interface}}(x)$ ] et [ $L_{\text{diffusion}}$ ].

➤ Si la perméabilité du drain [ $K_{\text{drain}}$ ] augmente, le débit total injecté à l'amont [ $Q_{\text{amont}}$ ] et la longueur de diffusion [ $L_{\text{diffusion}}$ ] augmentent beaucoup. Le débit diffusé le long du drain [ $q_{\text{interface}}(x)$ ] augmente surtout à l'aval et très peu à l'amont.

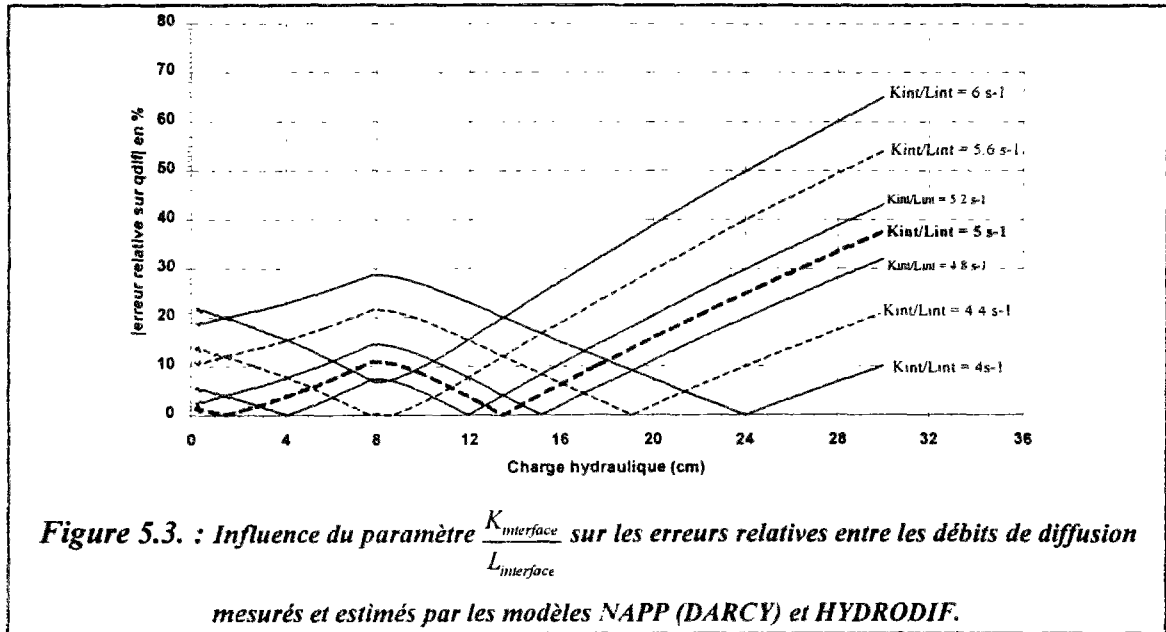
Dans un second temps, la recherche des valeurs optimales de ces paramètres a été affinée par l'évaluation des erreurs relatives et des écarts entre les résultats du modèle NAPP et les données expérimentales de diffusion d'eau par des drains en fonctionnement dénoyé. Pour les drains noyés ou semi-noyés, les résultats numériques du modèle NAPP ont été comparés aux résultats du modèle de diffusion d'eau par des drains en régime permanent (modèle HYDRODIF). Il s'agit d'un calage manuel.

La principale difficulté de la modélisation d'un drain par un milieu poreux équivalent est due à la différence entre la loi linéaire du débit de diffusion, proportionnelle à  $\Delta H$  (cf. équations 5.2 et 5.3) adoptée dans le modèle NAPP (loi linéaire de DARCY de pente  $\frac{K_{\text{interface}}}{L_{\text{interface}}}$ ) et celle qui régit les débits d'écoulement à travers les orifices ou les fentes des drains, proportionnelle à  $\sqrt{\Delta H}$  ( $q_{\text{dif}} = C_d S \sqrt{2g\Delta H}$ ) bien ajustée aux débits de diffusion expérimentaux et qui a été adoptée dans le modèle HYDRODIF (cf. chapitre 3). Néanmoins, il est possible de trouver une combinaison de paramètres optimaux ( $H_{f \text{ opt}}$ ,  $\frac{K_{\text{interface}}}{L_{\text{interface}}} \text{ opt}$ ,  $K_{\text{drain opt}}$ ) qui permet une estimation satisfaisante des débits de diffusion (par exemple une erreur relative inférieure à 10 %) pour un intervalle de charge hydraulique  $[0, H_{\text{limite}}]$ .

#### 5.2.1.1.1. Détermination du paramètre $\frac{K_{\text{interface}}}{L_{\text{interface}}}$

Pour plusieurs valeurs des paramètres  $H_f$  et  $K_{\text{drain}}$ , nous avons recherché la valeur optimale de  $\frac{K_{\text{interface}}}{L_{\text{interface}}}$  qui permet d'obtenir la meilleure estimation des débits de diffusion. La

figure 5.3 présente un exemple, pour  $H_f$  et  $K_{\text{drain}}$  donnés ( $H_f = 2 \text{ mm}$ ,  $K_{\text{drain}} = 10,5 \text{ m/s}$  et  $L_{\text{interface}} = 2 \text{ cm}$ ), des erreurs relatives entre les débits de diffusion estimés par le modèle NAPP et ceux mesurés pour un drain de diamètre 106 mm ou simulés, en régime dénoyé, par le modèle HYDRODIF  $\left[ \text{erreur relative} = 100 \frac{(q_{\text{mesuré}} - q_{\text{NAPP}})}{q_{\text{mesuré}}} \right]$ .



#### 5.2.1.1.2. Détermination du paramètre $H_f$ (hauteur des fentes)

Il est possible de trouver plusieurs combinaisons des paramètres ( $H_f$ ,  $K_{drain}$  et  $\frac{K_{interface}}{L_{interface}}$ ) qui permettent de se rapprocher des débits de diffusion mesurés ou simulés par le modèle HYDRODIF en régimes noyé ou dénoyé. Cependant, pour des hauteurs de fentes ( $H_f$ ) relativement importantes ou correspondant aux drains réels (par exemple,  $H_f = 6$  cm pour le drain de diamètre 106 mm), les débits de diffusion estimés par le modèle NAPP s'écartent de ceux mesurés ou simulés par le modèle HYDRODIF, notamment pour les faibles valeurs de charge hydraulique.

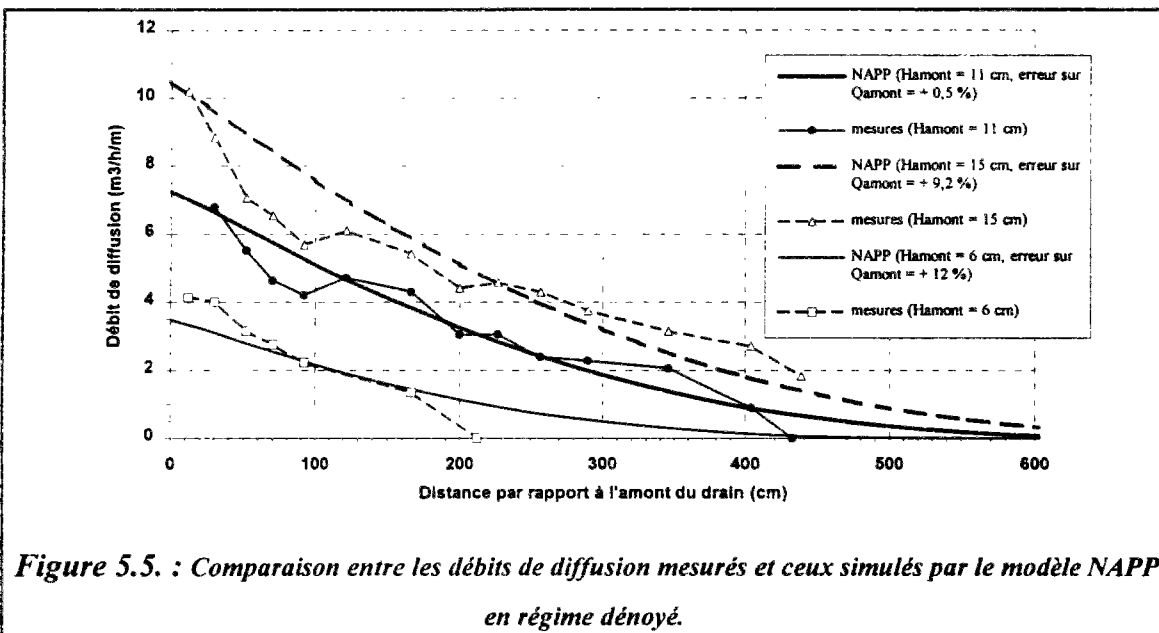
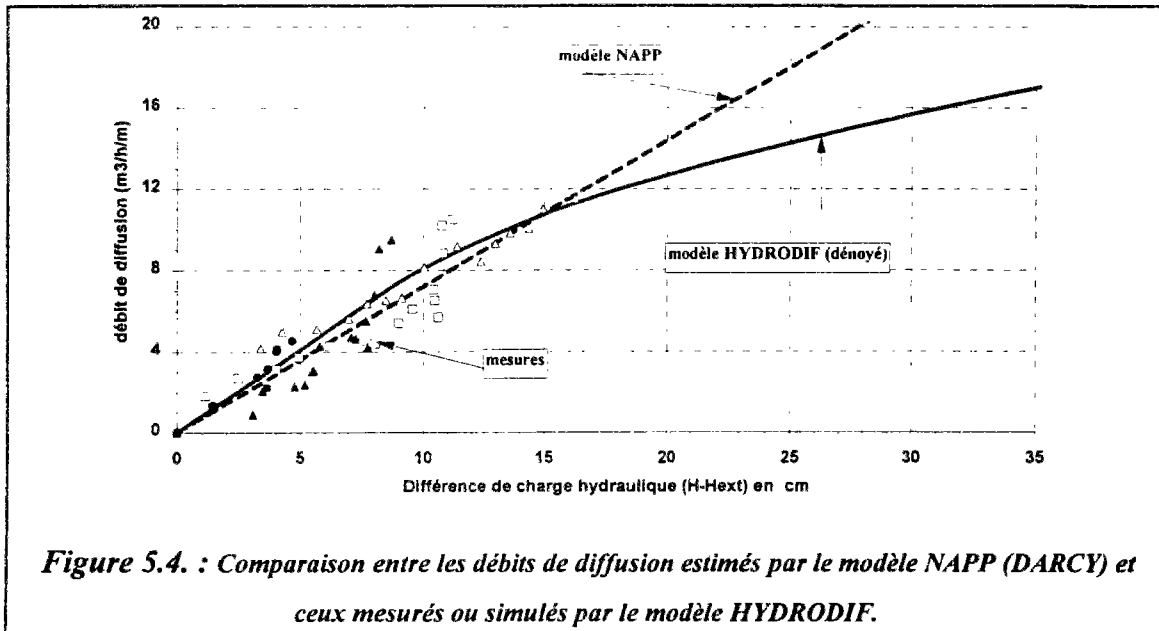
#### 5.2.1.1.3. Ajustement du modèle NAPP aux débits de diffusion mesurés et simulés par le modèle HYDRODIF

La meilleure combinaison des paramètres optimaux pour le drain de diamètre 106 mm (cf. figure 5.4) correspond aux valeurs suivantes:

- ↳  $H_f = 2$  mm,
- ↳  $\frac{K_{interface}}{L_{interface}} = 5 \text{ s}^{-1}$ ,  $L_{interface} = 2$  cm, ce qui correspond à  $K_{interface} = 10 \text{ cm/s}$ ,
- ↳  $K_{drain} = 10,5 \text{ m/s}$ .

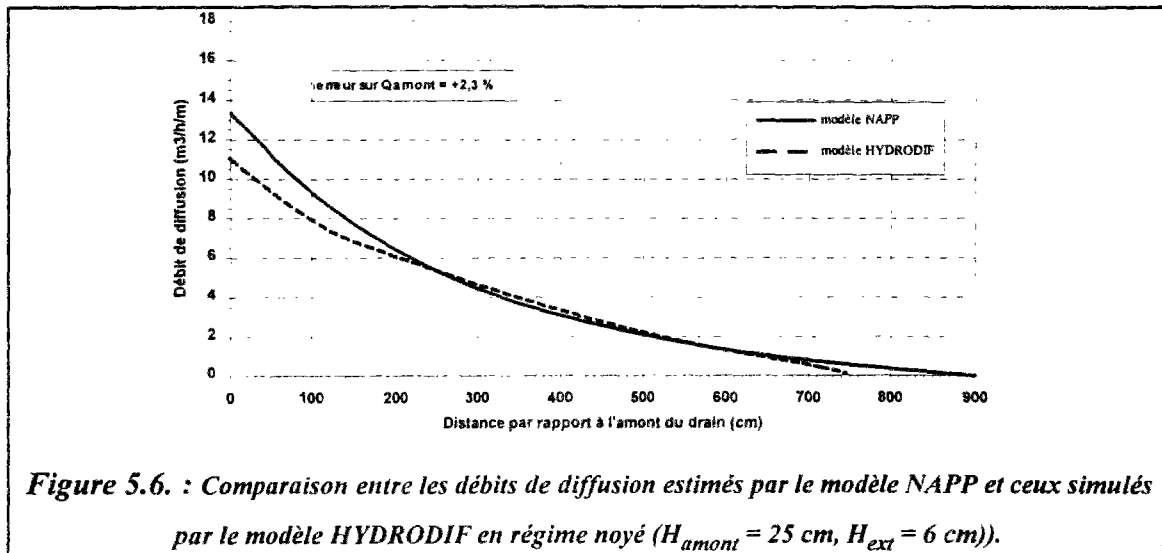
L'adoption de ces paramètres pour schématiser un drain de diamètre 106 mm par un milieu poreux équivalent a permis une estimation satisfaisante de la répartition spatiale des débits de diffusion. Ces derniers sont assez proches des débits de diffusion mesurés en régime dénoyé et simulés par le modèle HYDRODIF en régime noyé, avec une erreur relative sur le débit total imposé à l'amont inférieure à 12 %. En effet, le graphique 5.5 présente, pour différentes charges hydrauliques imposées à l'amont du système de diffusion d'eau, la répartition spatiale

des débits de diffusion  $q_{\text{dif}}(x)$  mesurés et simulés par le modèle NAPP le long du drain de diamètre 106 mm, en régime dénoyé.



où  $H_{\text{amont}}$  signifie charge hydraulique imposée à l'amont.

Le graphique 5.6 présente un exemple de comparaison entre les débits de diffusion simulés par le modèle NAPP (loi de DARCY) et par le modèle HYDRODIF en régime noyé pour le drain de diamètre 106 mm.



Pour le drain de diamètre 150 mm, les valeurs des paramètres optimaux adoptés sont :

$$H_f = 3 \text{ mm}, \frac{K_{interface}}{L_{interface}} = 4,8 \text{ s}^{-1}, L_{interface} = 2 \text{ cm}, K_{interface} = 9,6 \text{ cm/s et } K_{drain} = 10 \text{ m/s.}$$

Deux exemples de comparaison entre les débits de diffusion simulés par le modèle NAPP et ceux mesurés en régime dénoyé, d'une part et entre les débits de diffusion estimés respectivement par les modèles NAPP et HYDRODIF, en régime noyé, d'autre part, sont présentés à l'annexe 7 (cf. figures A.7.1 et A.7.2).

En conclusion, la schématisation d'un drain par un milieu poreux équivalent à l'aide du modèle NAPP (loi de DARCY) permet de retrouver d'une manière assez satisfaisante les débits de diffusion ainsi que le débit total injecté à l'amont du drain pour une charge hydraulique agissante [ $\Delta H = H - H_{ext}$ ] inférieure à 20 voire 25 cm. Au-delà, les écarts deviennent importants.

### 5.2.2. Etude de sensibilité de la schématisation d'un drain par un milieu poreux équivalent

L'objectif de cette étude de sensibilité sommaire est de mieux apprécier l'importance et l'influence des paramètres intervenant dans la modélisation d'un drain par un milieu poreux équivalent ( $H_f$ ,  $\frac{K_{interface}}{L_{interface}}$ ,  $K_{drain}$ ) sur la répartition spatiale des débits de diffusion, sur les débits totaux injectés à l'amont et sur les longueurs de diffusion.

#### 5.2.2.1. Influence des hauteurs des fentes (paramètre $H_f$ )

Le graphique 5.7 illustre la sensibilité des débits et des longueurs de diffusion simulés par le modèle NAPP aux variations des hauteurs des fentes (paramètre  $H_f$ ). Les débits sont

beaucoup plus sensibles à ce paramètre que les longueurs de diffusion. En effet, ces longueurs restent pratiquement constantes au-delà d'une hauteur de fentes  $H_f = 0,2 \cdot D$ .

L'influence du paramètre  $H_f$  sur la répartition spatiale des débits de diffusion le long du drain 106 mm est illustrée par la figure 5.8. En effet, les débits de diffusion sont très sensibles à la variation de ce paramètre notamment à l'amont des drains.

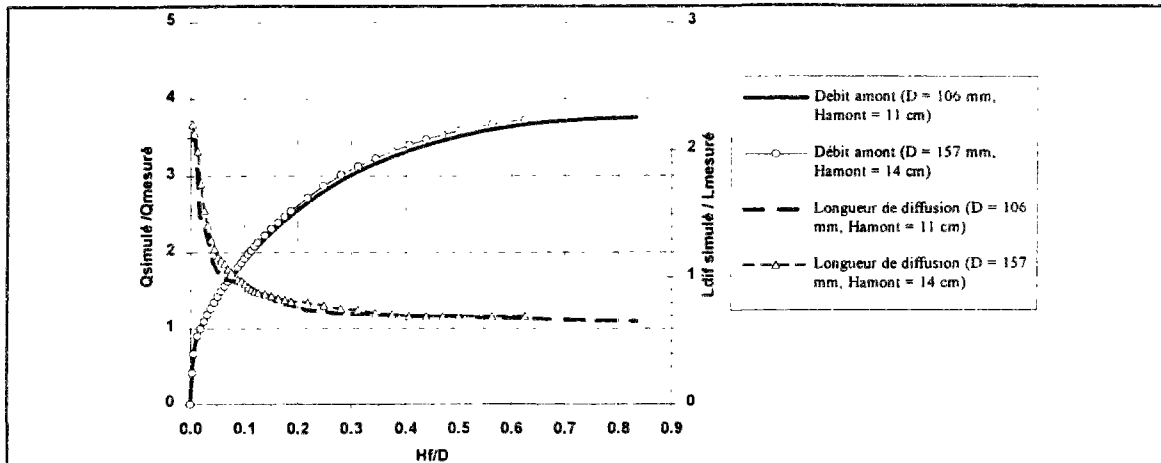


Figure 5.7. : Influence du paramètre  $H_f$  (hauteur des fentes) sur les débits et sur les longueurs de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé pour les drains  $D = 106$  mm et  $D = 157$  mm.

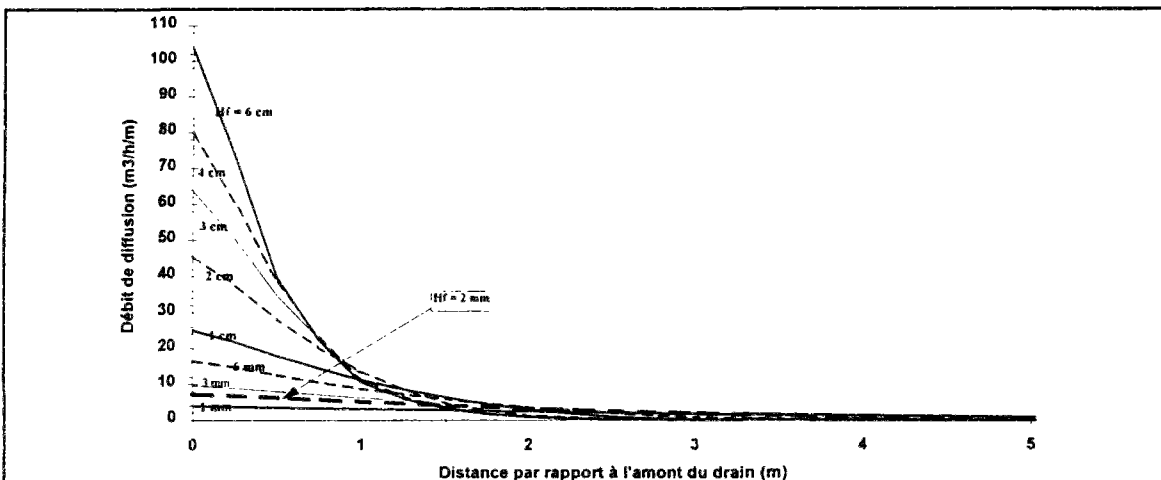


Figure 5.8. : Influence du paramètre  $H_f$  (hauteur des fentes) sur la répartition spatiale des débits de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé ( $D = 106$  mm,  $H_{\text{amont}} = 11$  cm).

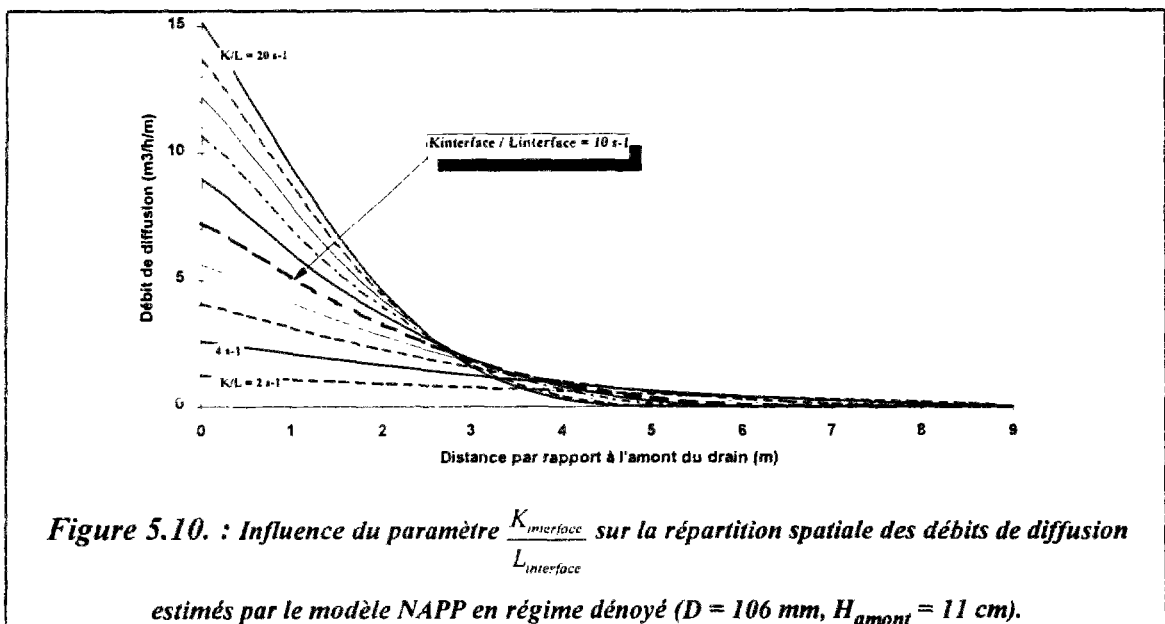
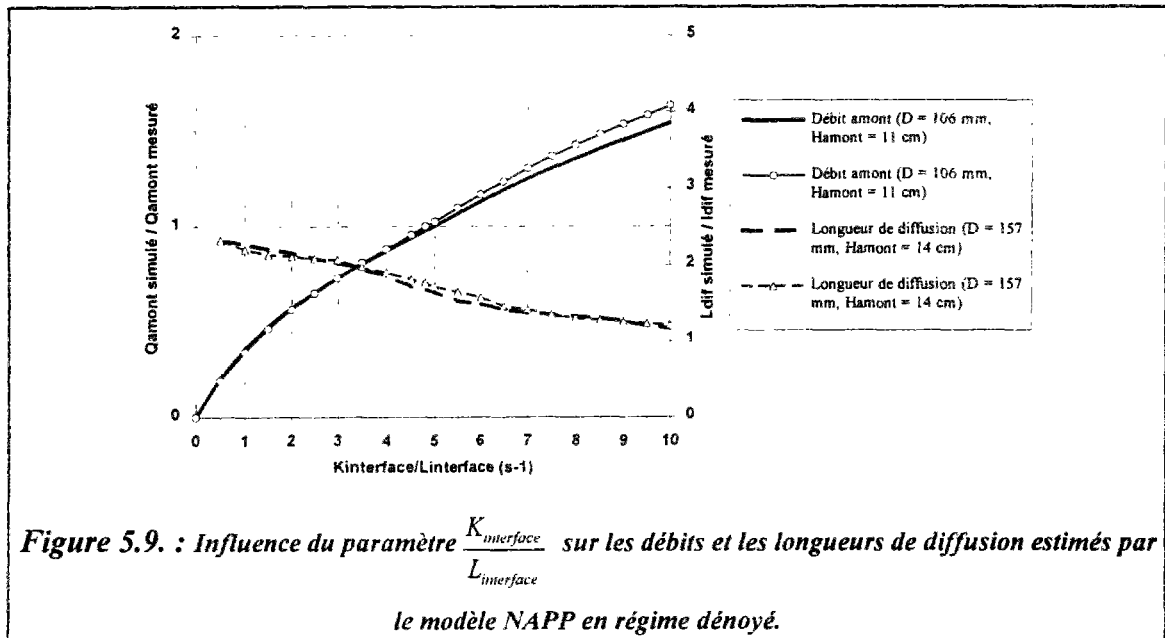
#### 5.2.2.2. Influence de la perméabilité de l'interface

Le deuxième paramètre influençant la modélisation d'un drain par un milieu poreux équivalent est le rapport de la perméabilité de l'interface drain-structure réservoir sur son épaisseur  $\frac{K_{\text{interface}}}{L_{\text{interface}}}$ . La figure 5.9 illustre l'influence de ce paramètre sur les débits et les

longueurs sur lesquelles il y a diffusion d'eau.



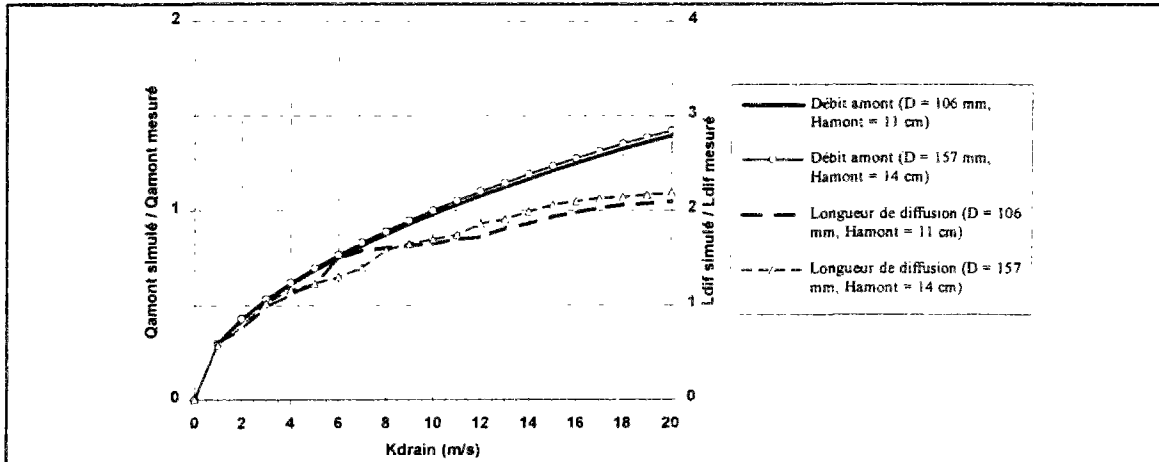
L'influence de ce paramètre sur la répartition spatiale des débits de diffusion le long du drain 106 mm est illustrée par la figure 5.10. En effet, les débits de diffusion sont très sensibles à la variation de ce paramètre notamment à l'amont des drains.



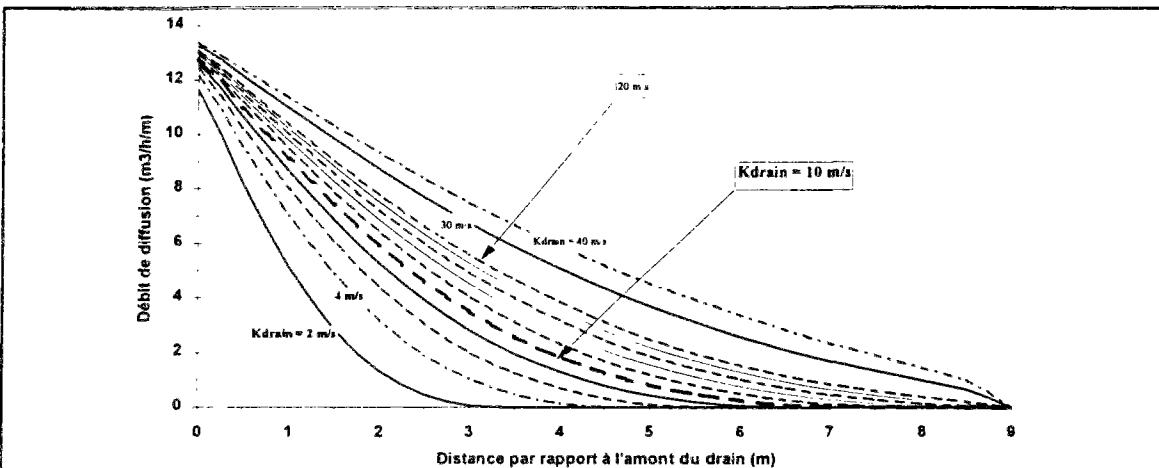
### 5.2.2.3. Influence de la perméabilité du drain (paramètre $K_{drain}$ )

La sensibilité des débits et des longueurs de diffusion aux variations de la perméabilité de l'intérieur du drain ( $K_{drain}$ ) schématisé par un milieu poreux équivalent est illustrée par la figure 5.11. L'augmentation de la perméabilité du drain se traduit par l'accroissement des débits et des longueurs d'écoulement.

La répartition spatiale des débits diffusés le long du drain ainsi que les longueurs de diffusion sont assez sensibles aux variations de la perméabilité de l'intérieur du drain (cf. figure 5.12). A l'amont, les débits de diffusion sont peu sensibles à la variation de ce paramètre.



**Figure 5.11. : Influence de la perméabilité de l'intérieur du drain ( $K_{drain}$ ) sur les débits et les longueurs de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé.**



**Figure 5.12. : Influence du paramètre  $K_{drain}$  sur la répartition spatiale des débits de diffusion estimés par le modèle NAPP en régime dénoyé ( $D = 157$  mm,  $H_{amont} = 14$  cm).**

En conclusion, la modélisation d'un drain par un milieu poreux équivalent est possible, mais elle est assez sensible à la variation des caractéristiques des différents matériaux constituant le drain ( $H_f$ ,  $\frac{K_{interface}}{L_{interface}}$ ,  $K_{drain}$ ) qu'il est nécessaire de déterminer ou "caler" rigoureusement.

Les débits que peut accepter ce système de diffusion d'eau sont assez sensibles à ces trois paramètres. Les débits de diffusion sont très sensibles à la variation du niveau des fentes ( $H_f$ ) et de la perméabilité des parois du drain, notamment dans la partie amont du drain. Cependant, les longueurs de diffusion sont très sensibles à la variation de la perméabilité de l'intérieur du drain ( $K_{drain}$ ) et moins sensibles aux deux autres paramètres.

### 5.3. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DE L'ENSEMBLE STRUCTURE RESERVOIR AVEC DRAIN EN REGIME TRANSITOIRE

L'objectif de cette étude est d'analyser le fonctionnement hydraulique, en régime transitoire, des structures réservoirs équipées d'un système de diffusion et/ou de drainage (drains). Les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du modèle NAPP. Il s'agit entre autres d'apprécier le rôle des drains dans l'écrêtement des débits de pointe, le stockage, la diffusion et le drainage des eaux pluviales dans les structures poreuses.

#### 5.3.1. Injection des eaux pluviales dans un parking à structure réservoir équipé d'un système de diffusion d'eau

Il s'agit de simuler l'injection d'une quantité importante d'eaux pluviales, supposées collectées sur une surface imperméabilisée, à l'aide d'un drain dans un parking à structure poreuse. Pour pouvoir comparer avec le cas d'injection d'eau dans les structures poreuses non équipées de drains (cf. chapitre 4), les mêmes données et les mêmes conditions aux limites ont été utilisées. La superficie de la zone imperméable drainée par ce parking (surface active) est supposée égale au double de celle de la structure réservoir modélisée ( $408 \text{ m}^2$ ). Cette dernière présente un axe de symétrie (parallèle à l'axe des x et d'ordonnée  $y = 4,08 \text{ m}$ ) et par conséquent, seule la moitié de cet ouvrage (50 m sur 4 m) a été modélisée (cf. figure 5.13).

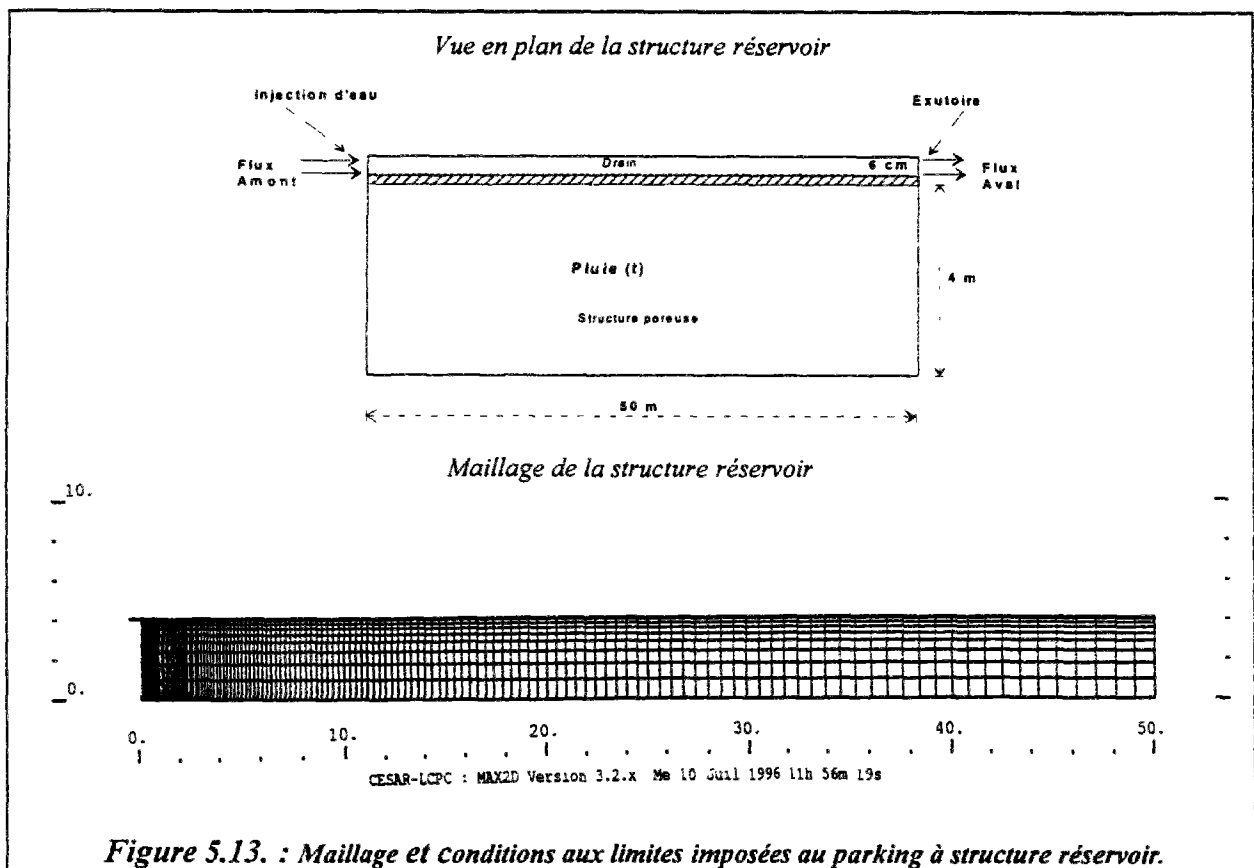


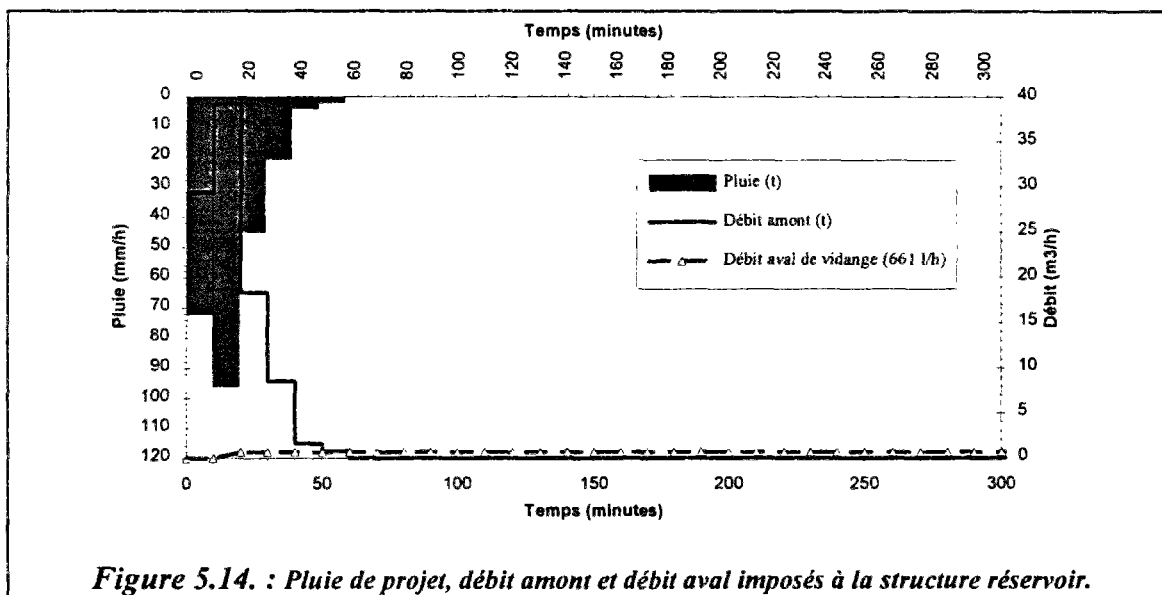
Figure 5.13. : Maillage et conditions aux limites imposées au parking à structure réservoir.

En plus de l'infiltration d'une pluie de hauteur totale cumulée égale à 40 mm et d'une durée 1 heure (pluie de projet généralement adoptée dans la communauté urbaine de Bordeaux où il y a plusieurs réalisations de structures réservoirs), à travers le revêtement drainant de surface, cette structure réservoir reçoit les eaux pluviales ruisselées sur une surface imperméable située à l'amont (cf. figure 5.14). Le débit injecté à l'amont de cet ouvrage est égal à cette même pluie multipliée par la surface d'apport amont [ $Q_{\text{amont}} = P(t) \cdot S_{\text{Apport Amont}}$ ]. Ce débit amont a été injecté soit sous forme de flux uniformément répartie sur une largeur de 6 cm correspondant au rayon du drain routier simulé ou sous forme de flux surfacique (débit par unité de surface) au niveau du regard situé à l'amont du drain (cf. figure 5.13). La possibilité d'injection d'une quantité importante d'eaux pluviales sous forme de flux surfacique présente l'avantage de générer moins de perturbations et d'oscillations numériques près du point d'injection d'eau. Pour assurer la convergence de l'algorithme numérique adopté dans le modèle NAPP et pour éviter les oscillations numériques suite aux perturbations causées par l'injection localisée dans le temps et dans l'espace d'un débit relativement important et encore plus pour les ouvrages en pente et pour les fortes valeurs des perméabilités, où les écoulements deviennent de plus en plus rapides, le maillage spatial a été affiné près de ce point d'injection d'eau et au voisinage du drain (cf. figure 5.13). La discrétisation temporelle l'a été aussi notamment pendant la phase de remplissage de la structure poreuse (pendant la pluie).

Pour la régulation de la vidange de cette structure réservoir, deux types de conditions aux limites ont été simulées au niveau de l'exutoire (sur une largeur de 6 cm au niveau de l'orifice aval) :

- ⊗ Condition aux limites de type NEUMAN: flux imposé ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h} = 3 \text{ l/s/ha} \cdot S_{\text{apport}}$ ),
- ⊗ Condition aux limites de type DIRICHLET ou condition de potentiel imposé ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ).

Dans ce cas, l'orifice aval est calé par rapport au fond (radier) de la structure réservoir.



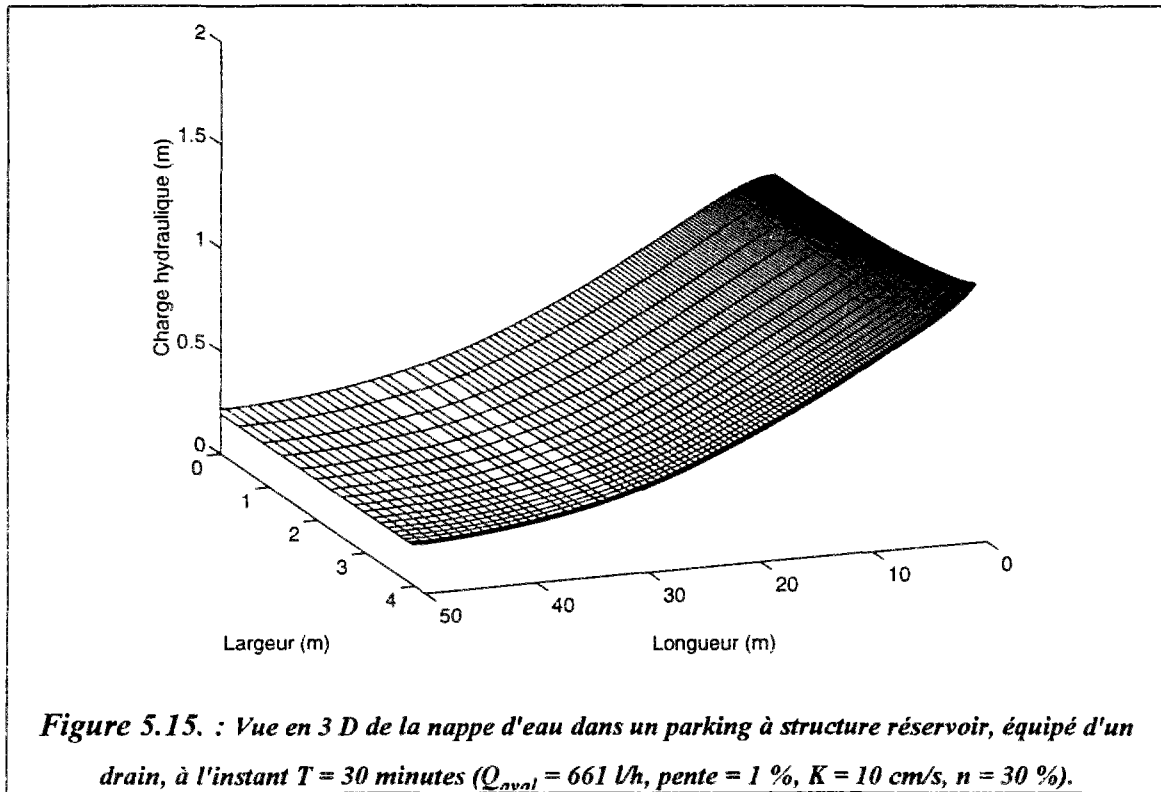
Les structures réservoirs simulées ont été placées soit en position horizontale ou en pente de 1 %. Devant la variabilité des propriétés hydrodynamiques des matériaux poreux constituant la partie réservoir de ces ouvrages et pour chaque pente ainsi que pour chaque type de condition aux limites imposée à l'exutoire, trois perméabilités de la couche réservoir ont été testées:

- ⇒  $K = 1 \text{ m/s}$ , porosité ( $n$ ) = 40 % ,
- ⇒  $K = 10 \text{ cm/s}$ , porosité ( $n$ ) = 30 % ,
- ⇒  $K = 1 \text{ cm/s}$ , porosité ( $n$ ) = 20 % .

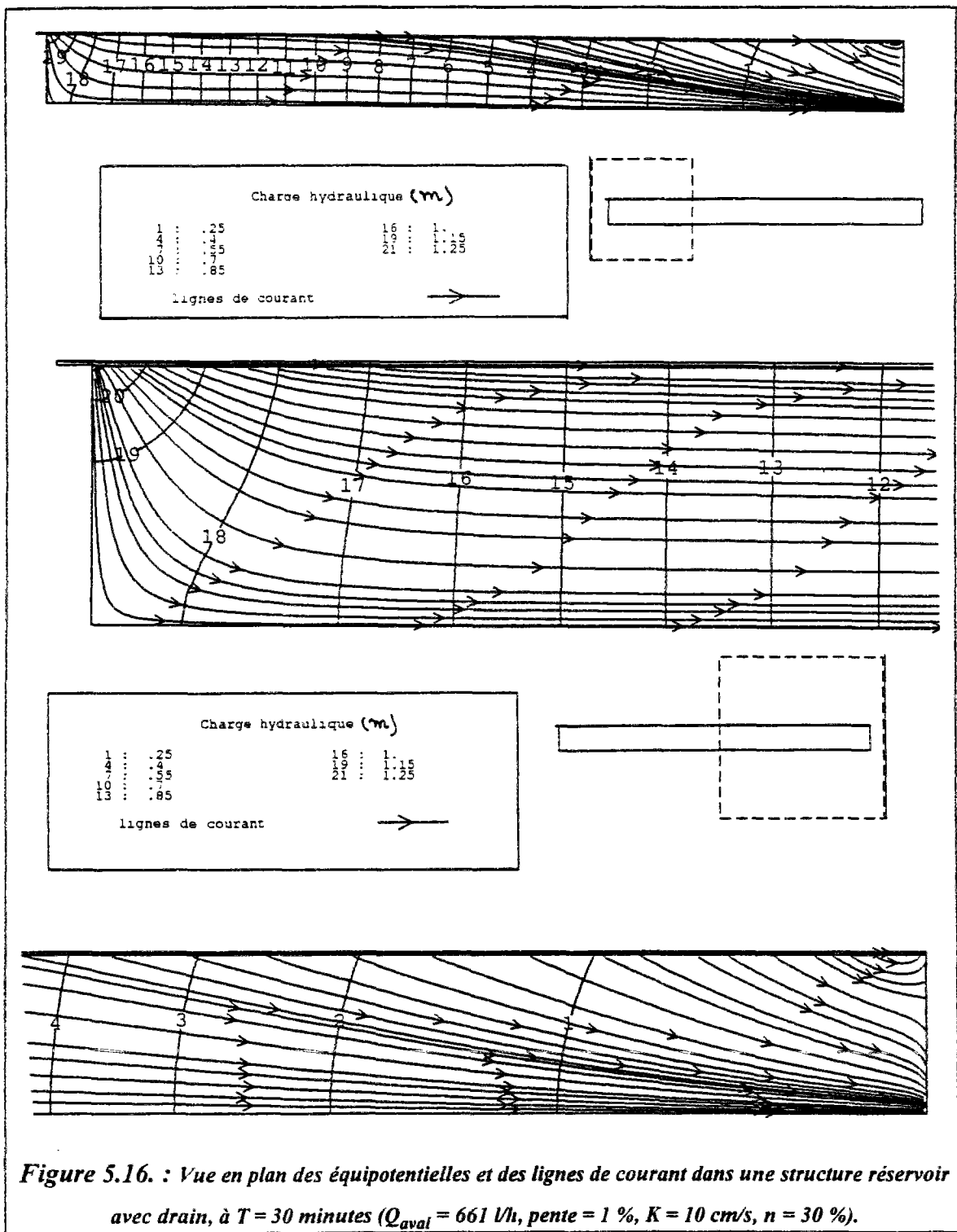
Pour illustrer le fonctionnement hydraulique de cet ouvrage de stockage d'eaux pluviales, deux simulations sont présentées ci-dessous. Le premier cas illustre la régulation du débit au niveau de l'orifice aval ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ ). Le deuxième concerne la régulation de la hauteur d'eau au niveau de l'orifice aval de vidange ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ). Pour ces deux exemples, la structure réservoir est en pente de 1% , la perméabilité du matériau poreux constituant la partie réservoir de la structure est de 10 cm/s avec une porosité de 30 % . D'autres cas simulés sont présentés à l'annexe 7.

#### **5.3.1.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{\text{aval}}$ imposé)**

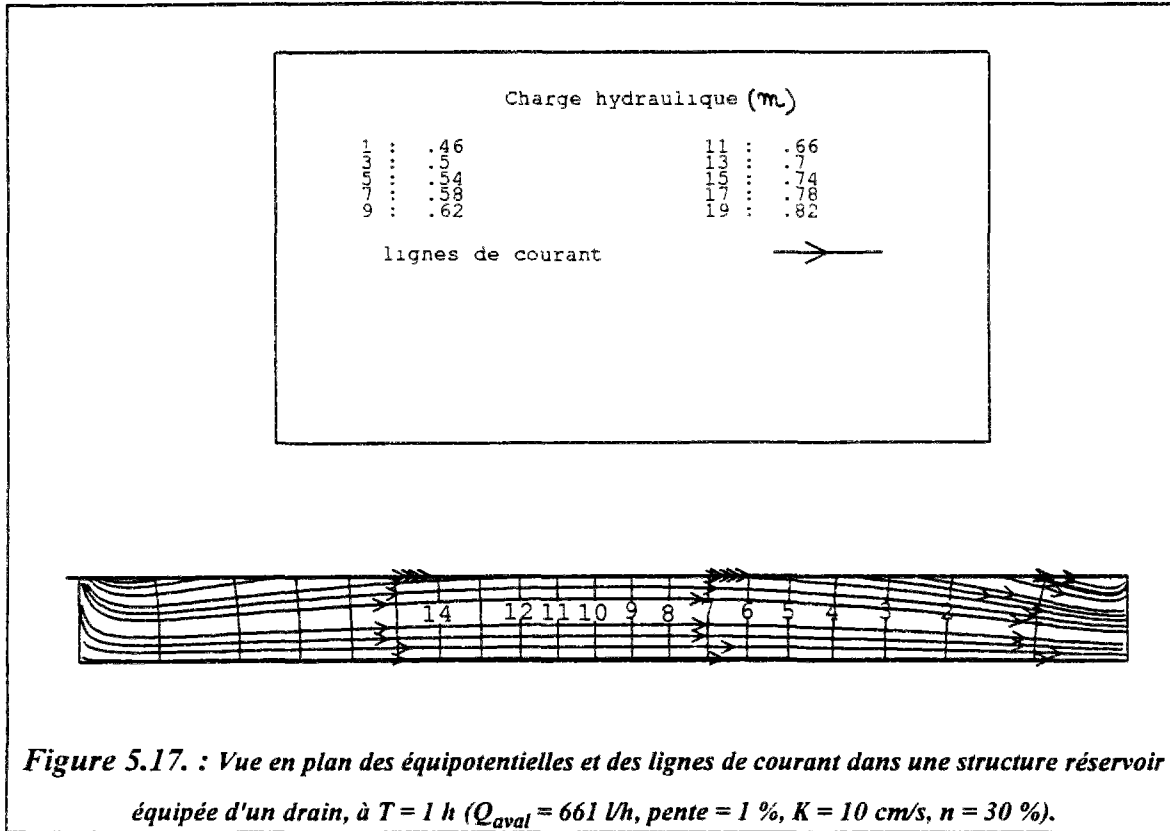
Dans ce cas, le débit de vidange est limité à une valeur constante, soit  $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , calculé sur la base d'un débit de fuite de 3 l/s/ha, généralement adopté dans la communauté urbaine de Bordeaux pour le dimensionnement des ouvrages de rétention d'eaux pluviales, multiplié par la surface d'apport (cf. figure 5.14). Le graphique 5.15 présente l'état et la forme de la nappe d'eau (vue en 3 dimensions) à l'instant  $T = 30 \text{ minutes}$  (à mi-temps de la phase de remplissage de la structure et où le niveau piézométrique atteint son maximum). Ce graphique illustre la remontée de la nappe d'eau notamment à l'amont de la structure réservoir, mais le niveau piézométrique est moins important que dans le cas d'injection de la même quantité d'eau dans une structure poreuse non équipée de système de diffusion d'eau. La présence du drain de diffusion d'eau dans la structure réservoir atténue d'une façon importante l'inondation localisée au niveau du point d'injection d'eau.



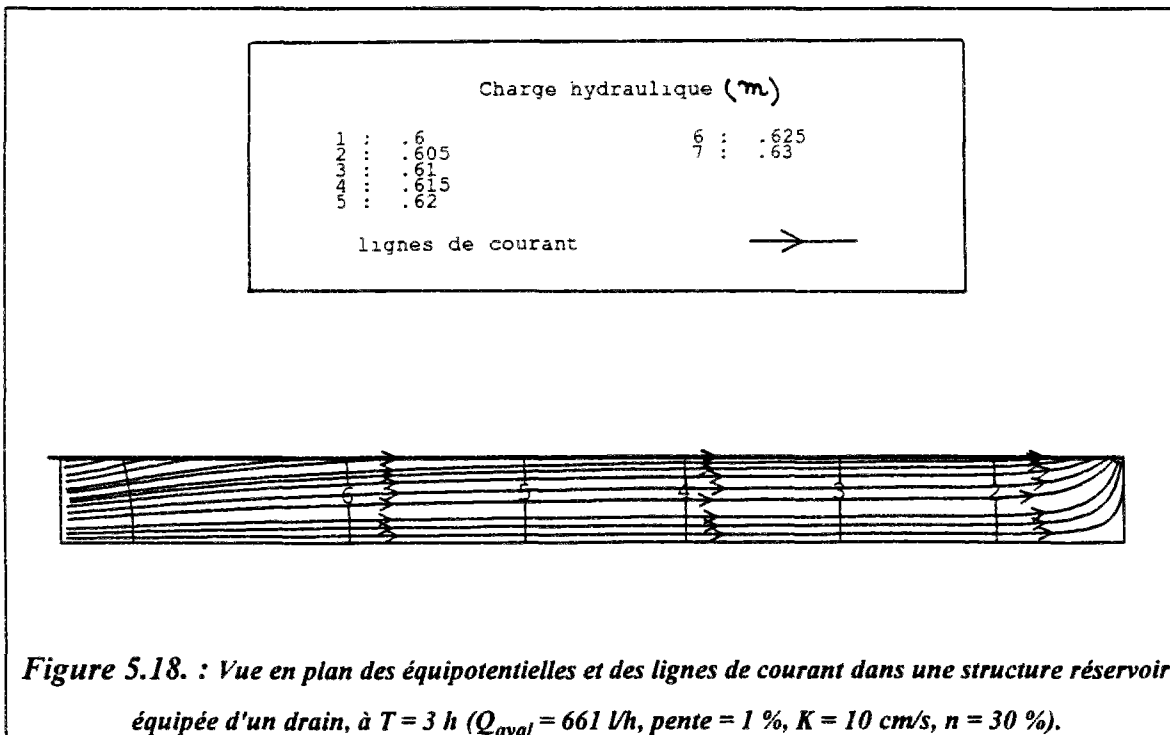
Le graphique 5.16 illustre une vue en plan des écoulements et plus précisément des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir équipée d'un drain, à l'instant  $T = 30$  minutes (après la pointe de la pluie et du débit injecté à l'amont). A cet instant, sur la quasi-totalité de sa longueur, le drain diffuse de l'eau (soit une longueur de 49,5 m sur 50 m) et seulement à proximité de l'exutoire aval (sur une longueur de 0,5 m) que le drain participe au drainage de la structure réservoir. La charge hydraulique varie entre 128 cm (soit 78 cm de hauteur d'eau et 50 cm de dénivelé), au point d'injection d'eau à l'amont, et 22 cm (soit 22 cm de hauteur d'eau), au niveau de l'exutoire. Pendant la phase de remplissage de la structure réservoir, le drain assure le rôle de diffusion d'eau à travers la partie perméable de l'interface du drain et les lignes de courant (filets liquides) sont dirigées du drain vers la structure poreuse. En effet, la courbure des équipotentiels, décroissantes de l'amont (point d'injection des eaux pluviales) vers l'aval, indique que les charges hydrauliques sont plus élevées au voisinage du drain que plus loin dans les matériaux poreux des structures réservoirs (cf. figure 5.16).



Au début de la phase de tarissement (fin de la pluie, à partir de  $T = 1 \text{ h}$ ), le drain peut assurer à la fois le rôle de diffusion d'eau et de drainage selon les niveaux piézométriques dans le drain et dans la structure poreuse. En effet, à l'amont une grande partie du drain participe au drainage, cependant au milieu et à l'aval, le drain assure en partie la diffusion et le drainage (cf. figure 5.17). L'eau drainée à l'amont peut être diffusée plus loin à l'aval si le niveau piézométrique dans la structure poreuse est moins élevé que celui dans le drain.

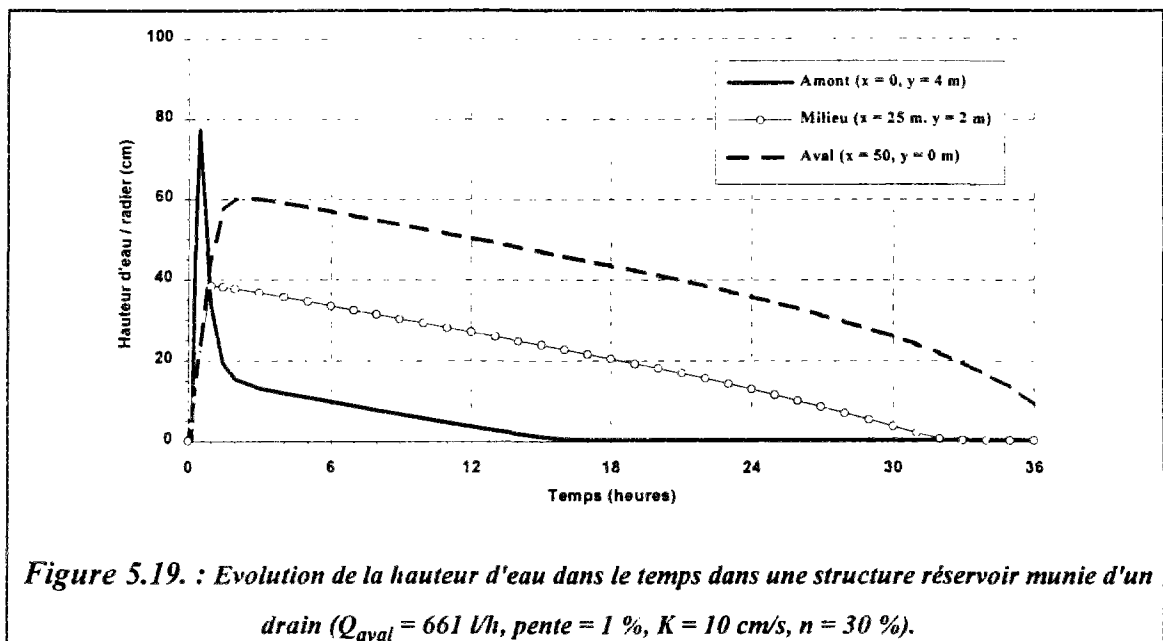


Plus tard, pendant la phase de tarissement (à partir de l'instant 3 heures, ce qui correspond à une durée de 2 heures après la fin de la pluie), sur toute sa longueur le drain n'assure que le rôle de drainage (du fait que la charge hydraulique est plus importante dans la structure poreuse que dans le drain (cf. figure 5.18)).



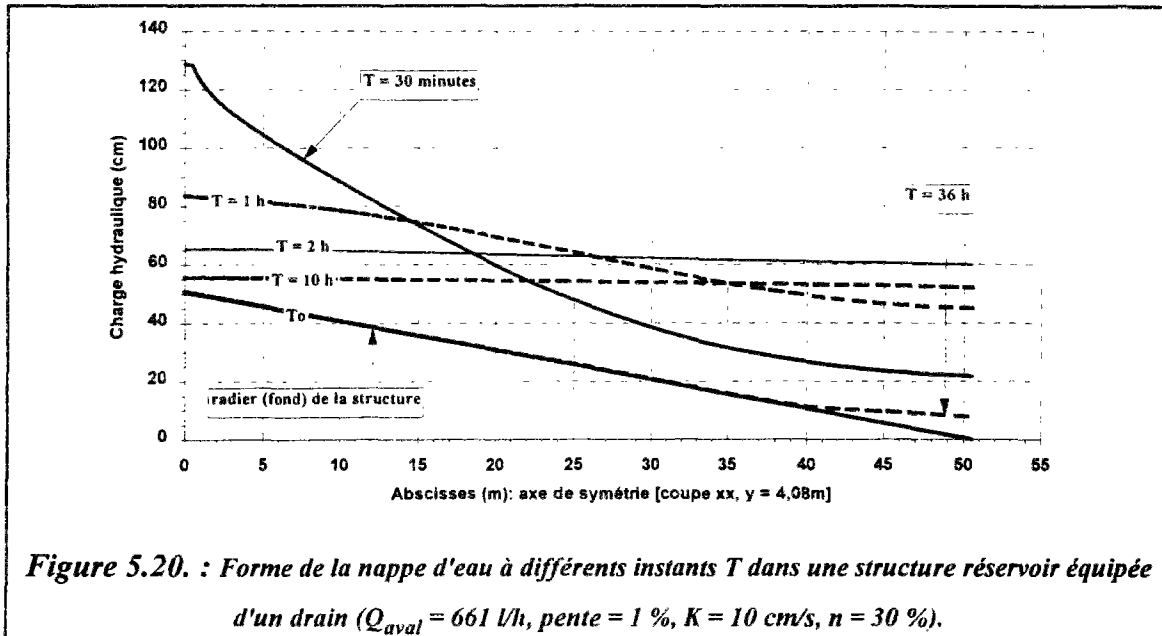


Le suivi de l'évolution du niveau piézométrique de la nappe d'eau dans le temps, en trois points (amont, milieu et aval) d'une structure réservoir équipée d'un drain (cf. figure 5.19), illustre le remplissage, la répartition des eaux pluviales et la vidange de cet ouvrage de stockage d'eaux pluviales. Comme pour le cas des structures réservoirs sans drains, à l'amont, le niveau d'eau maximal est atteint au même instant que la pointe de la pluie (à  $T = 30$  minutes). Cependant à l'aval, le niveau maximal de la nappe est décalé dans le temps par rapport à la pointe de la pluie, mais il est atteint plus tôt (à  $T \cong 2$  heures) que lorsque la structure réservoir est non équipée de drain (cf. figure 5.19 et § 4.3.2.1.1 du chapitre 4). Ceci confirme le rôle du drain qui facilite la diffusion, la répartition et le transfert des eaux pluviales de l'amont vers l'aval. Ceci est important, notamment pour les matériaux moins perméables ( $K \leq 1$  cm/s) et moins poreux (cf. annexe 7). Dans ces conditions (débit de vidange limité à une valeur constante  $Q_{\text{aval}} = 661$  l/h) et comme pour le cas de structure réservoir sans drain, le temps de vidange de cet ouvrage équipé d'un drain est voisin de 36 heures.



La figure 5.20 présente l'évolution de la forme et du niveau piézométrique de la nappe d'eau au milieu de la structure réservoir (axe de symétrie: coupe parallèle à l'axe des x et d'ordonnée  $y = 4,08$  m) à différents instants (à  $T_0$ , à  $T = 30$  minutes, à  $T = 1$  heure, à  $T = 2$  h, à  $T = 10$  h et à  $T = 36$  heures). Ce graphique illustre les phases de montée et descente de la nappe d'eau (phases de remplissage et de vidange de la structure réservoir). Pour cette structure réservoir équipée d'un drain, les hauteurs d'eau, observées pendant la phase de remplissage et au début de la phase de tarissement, sont moins élevées à l'amont et plus importantes à l'aval que dans le cas des structures non équipées de drain (cf. figure 5.20 et §

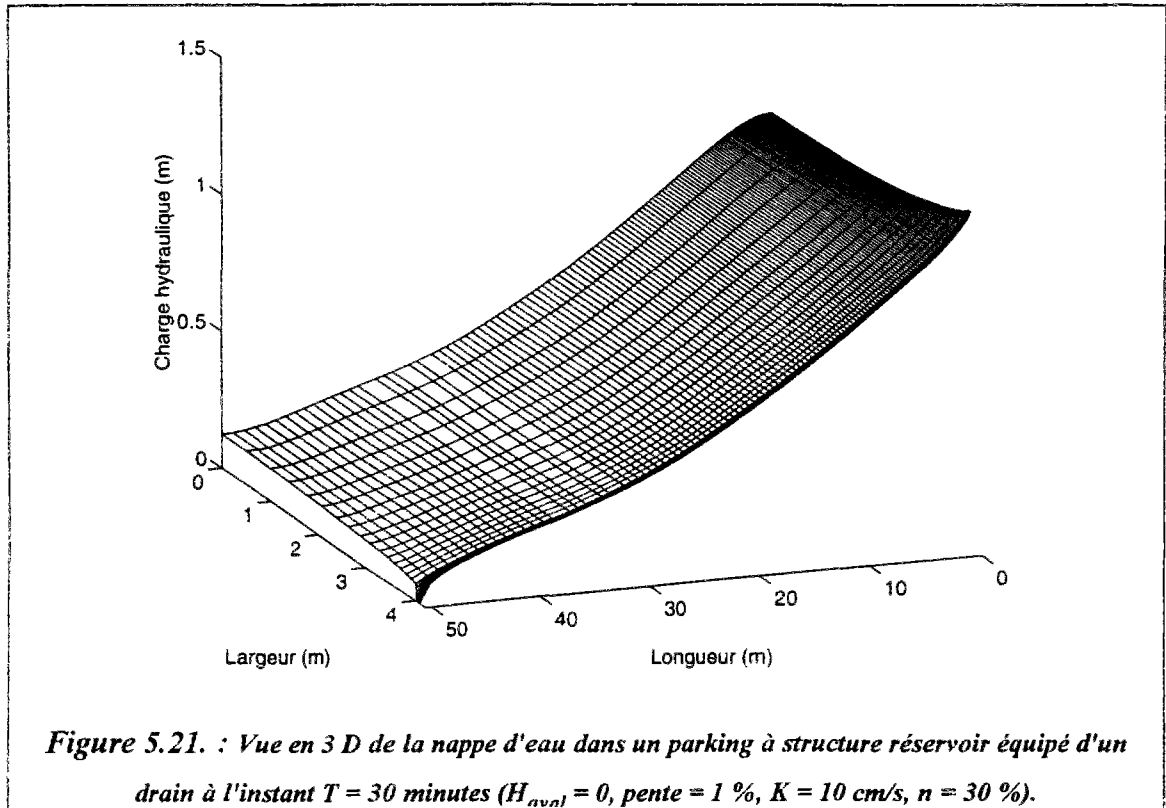
4.3.2.1.1 du chapitre 4). Ceci confirme le rôle du drain dans la bonne répartition des eaux pluviales dans les structures réservoirs de façon à éviter l'inondation de ces ouvrages.



### 5.3.1.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau aval ( $H_{\text{aval}}$ imposée)

Il s'agit de simuler et de tester l'influence de la régulation de la hauteur d'eau au niveau de l'exutoire sur le fonctionnement hydraulique d'une structure réservoir équipée d'un drain ainsi que sur le stockage des eaux pluviales et l'écroulement des débits de pointe. Dans ce cas, l'orifice aval de vidange est calé à un seuil de cote zéro ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ), ce qui se traduit par un débit de vidange variable dans le temps [ $Q_{\text{aval}} = f(H(t))$ ]. Ce débit dépend de la charge hydraulique et des gradients hydrauliques aux abords de l'exutoire.

Le graphique 5.21 illustre une vue en 3 dimensions de la nappe d'eau dans la structure réservoir à l'instant  $T = 30 \text{ minutes}$  (pendant la phase de remplissage de la structure poreuse). Ce type de condition aux limites imposée au niveau de l'exutoire se traduit par un fort rabattement de la nappe, notamment à l'aval de la structure réservoir (cf. figures 5.21 et 5.15).



La figure 5.22 présente une vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant qui représentent une image de l'état des écoulements et de la nappe d'eau dans une structure réservoir, équipée d'un drain, à l'instant  $T = 30$  minutes (pendant la phase d'injection d'eau). A cet instant, l'état des équipotentiels et des lignes de courant (cheminement des filets liquides) indique qu'une grande partie du drain participe à la diffusion d'eau (sur une longueur de 43 m à partir du point d'injection d'eau situé à l'amont). A l'aval, le drain participe au drainage de la structure réservoir sur une longueur de 7 m qui est beaucoup plus importante que pour le cas où le débit de vidange est limité à une valeur constante (cf. figures 5.22 et 5.16). Cette différence est due à un rabattement plus important de la nappe d'eau que dans le cas précédent. La charge hydraulique varie entre 128 cm (soit 78 cm de hauteur d'eau et 50 cm de dénivélé), au point d'injection d'eau à l'amont, et 1 mm, au niveau de l'exutoire.

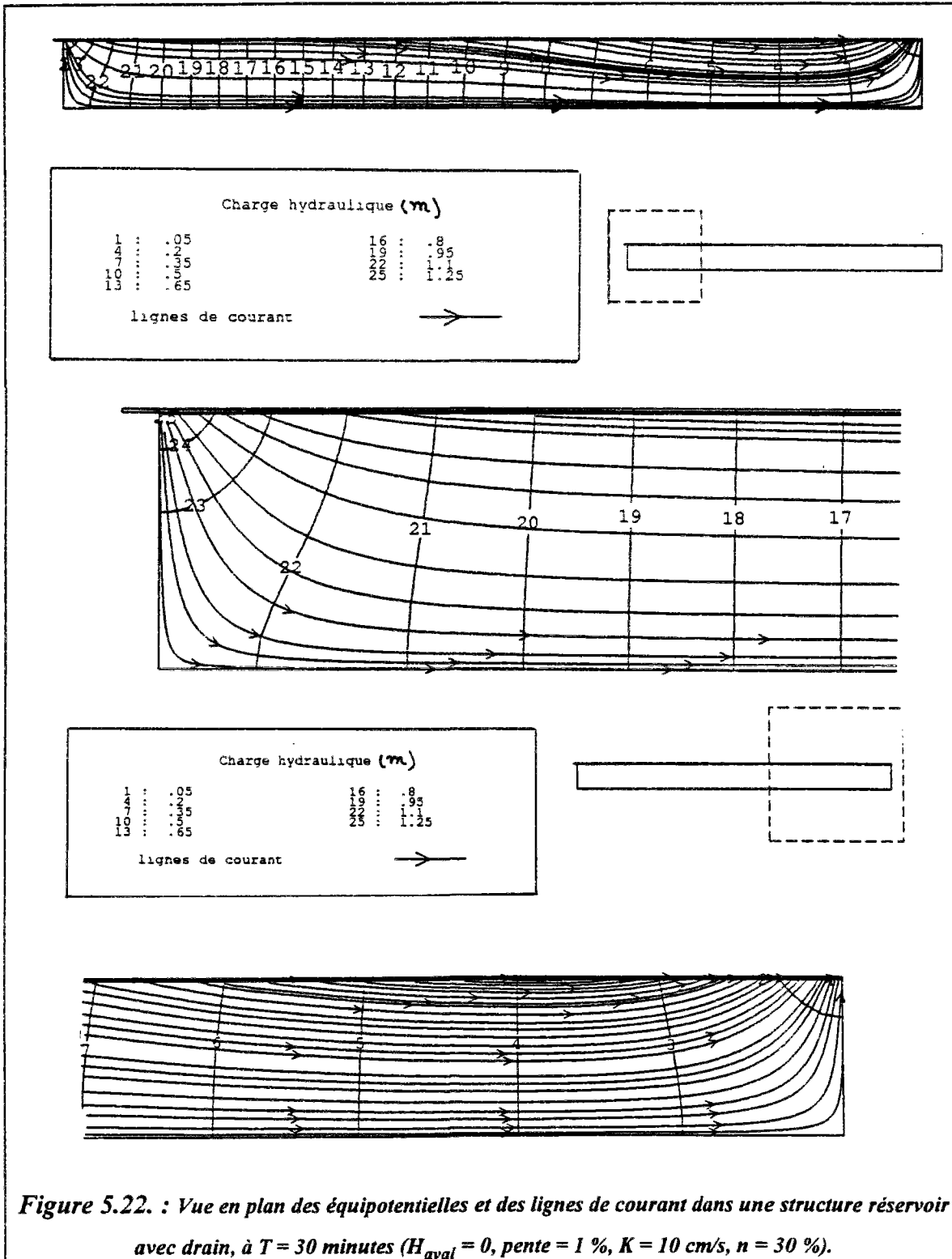
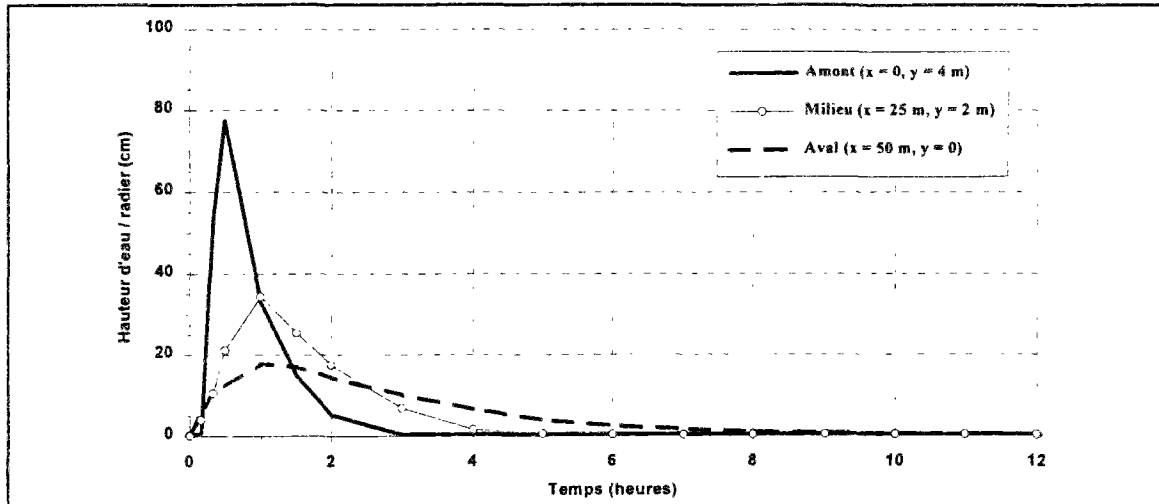


Figure 5.22. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir avec drain, à  $T = 30$  minutes ( $H_{aval} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

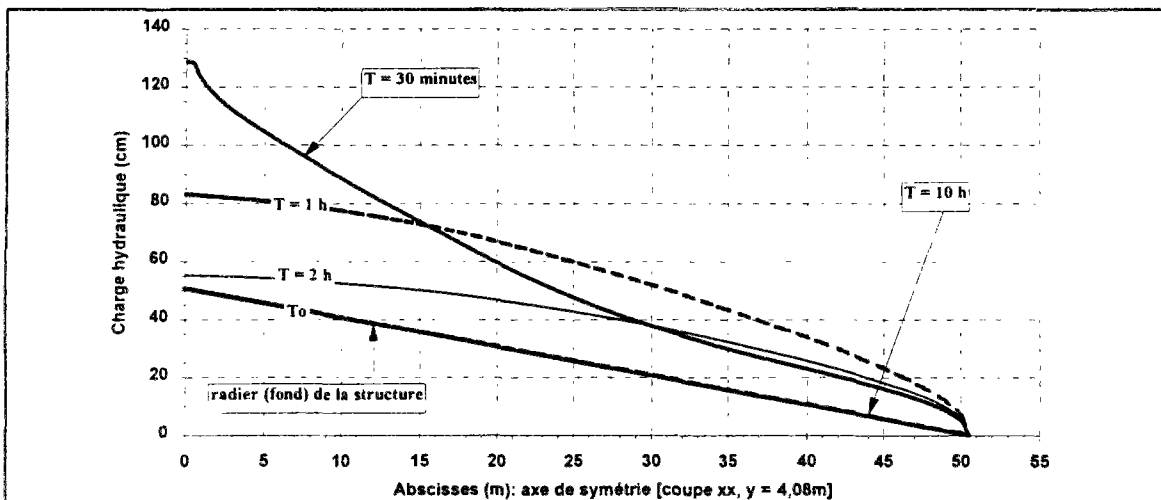
A la fin de la pluie (à  $T = 1$  heure), ce qui correspond au début de la phase de tarissement, la quasi-totalité du drain participe au drainage (sur une longueur de 47,5 m) et c'est seulement sur une longueur de 2,5 m que le drain continue à diffuser de l'eau à l'amont de la structure réservoir (cf. figure 5.23). Au bout de 1 h et demi, le drain fonctionne en mode drainage sur toute sa longueur.





**Figure 5.24. :** Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir munie d'un drain ( $H_{aval} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

La forme de la nappe d'eau dans l'axe de la structure réservoir (coupe parallèle à l'axe des x et d'ordonnée  $y = 4,08$  m) pendant les phases de montée et de descente de la nappe d'eau (à  $T_0$ , à  $T = 30$  minutes, à  $T = 1$  heure, à  $T = 2$  h et à  $T = 10$  heures) est illustrée par la figure 5.25.



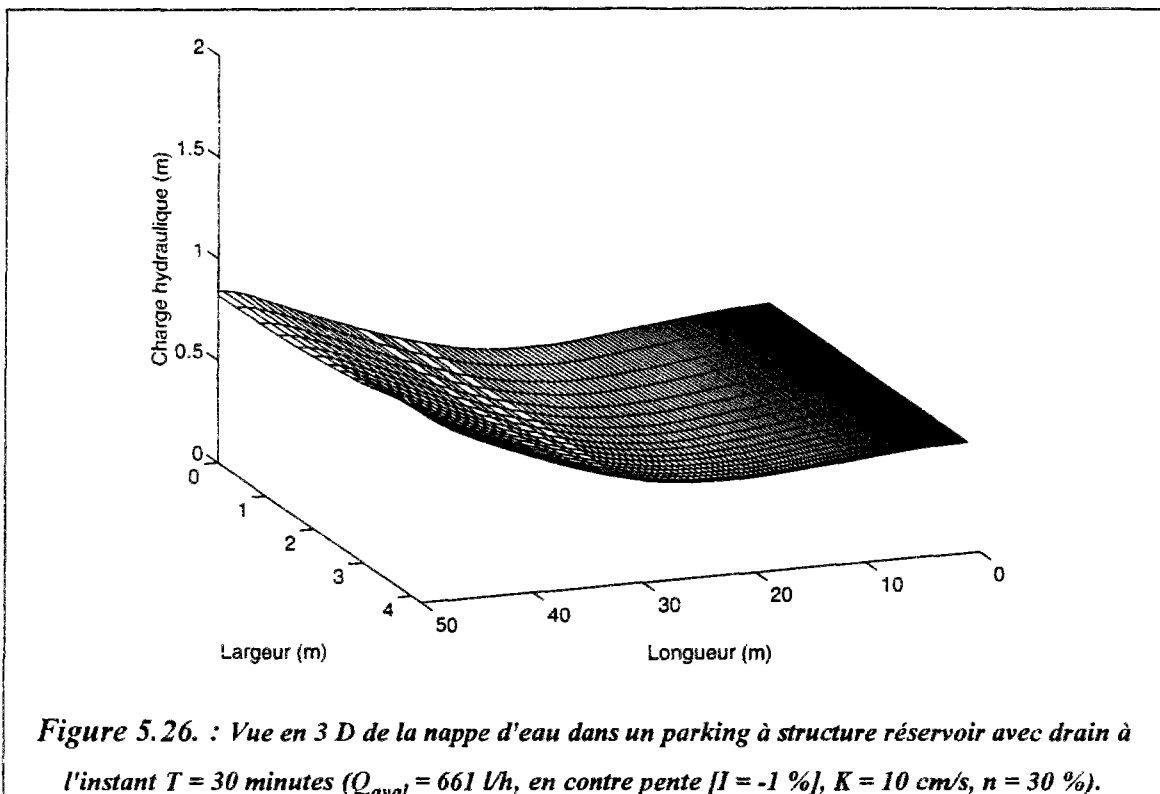
**Figure 5.25. :** Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir équipée d'un drain ( $H_{aval} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

### 5.3.1.3. Cas d'injection d'eau dans une structure réservoir en contre-pente

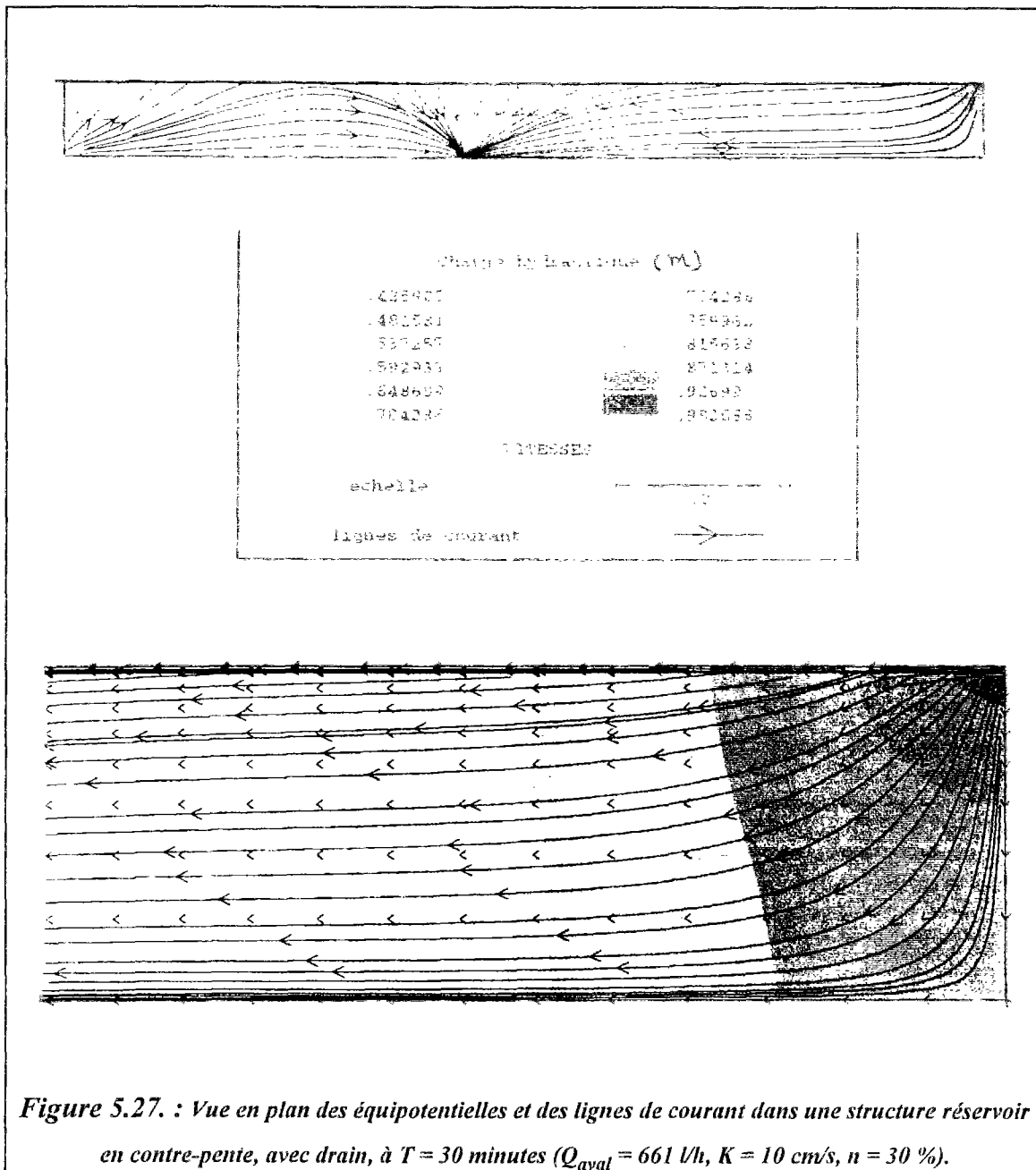
Il s'agit d'un cas particulier, qui peut être choisi comme variante dans la conception des structures réservoirs, où le débit ruisselé est injecté au niveau du regard situé à l'aval (en bas de la pente) de la structure réservoir ( $x = 50$  m,  $y = 4$  m). La quantité d'eau injectée est la

que celle simulée dans les cas précédents (cf. § 5.3.1.1 et § 5.3.1.2) et les données (pluie et débit injecté) sont présentées par la figure 5.14.

Le graphique 5.26 illustre une vue en 3 dimensions de la nappe d'eau, à l'instant  $T = 30$  minutes où le niveau piézométrique atteint son maximum dans cette structure réservoir en pente de 1 % et équipée d'un drain. A cet instant, la hauteur de la nappe, de forme concave, varie entre 98 cm, au niveau de l'exutoire aval (point d'injection du débit), et 52 cm à l'amont (soit 50 cm de dénivelée et 2 cm de hauteur d'eau) en passant par une cuvette au milieu de la structure ( $x = 22$  m) où la hauteur de la nappe d'eau est de 44 cm (soit 22 cm de dénivelée et 22 cm de hauteur d'eau).

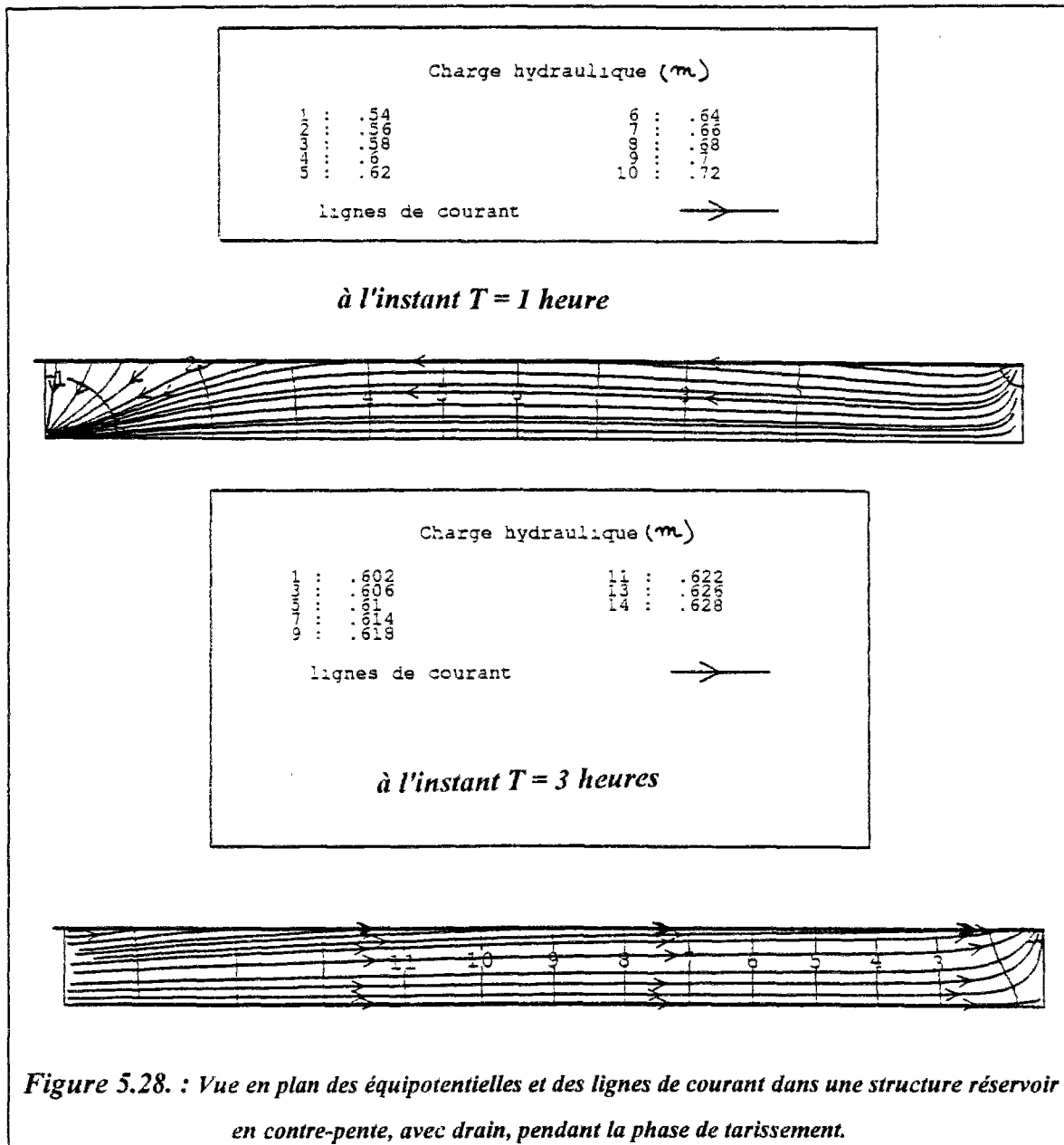


Le graphique 5.27 présente une vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant, qui illustrent les écoulements dans cette structure réservoir à l'instant  $T = 30$  minutes (correspondant à la pointe du débit injecté). A cet instant, le drain assure à la fois la diffusion d'eau et le drainage. En effet, le drain diffuse de l'eau de l'aval (point d'injection d'eau) vers l'amont sur une distance de 36 m. A l'amont, la convergence des lignes de courant vers le drain (sur une longueur de 14 m) illustre le drainage d'une partie des eaux pluviales injectées dans cet ouvrage. Les équipotentiels décroissent et les lignes de courant convergent vers le point le plus bas de la nappe d'eau, situé sur le bord et à une distance de 22 m à partir de l'amont de la structure.



La figure 5.28 présente les équipotentiels et les lignes de courant pendant la phase de tarissement. A la fin de la pluie (à l'instant  $T = 1$  h), le drain continue à diffuser de l'eau sur une faible longueur (3 m) près du point d'injection d'eau (à l'aval). Le drain assure le drainage et le transfert d'eaux pluviales de l'aval vers l'amont (sur une distance de 26 m) pour les diffuser plus loin à l'amont sur une longueur de 21 m. A cet instant, le point le plus bas de la nappe d'eau est situé à l'amont de la structure, loin du point d'injection d'eau ( $x = 0$ ,  $y = 0$ ). Plus tard, pendant la phase de tarissement (à  $T = 3$  heures), le drain assure le drainage et le ressuyage sur toute sa longueur. A cet instant, les équipotentiels sont décroissantes de l'amont vers l'aval (dans le sens de la pente longitudinale) et les écoulements, illustrées par les lignes de courant, sont dirigés vers l'exutoire aval.

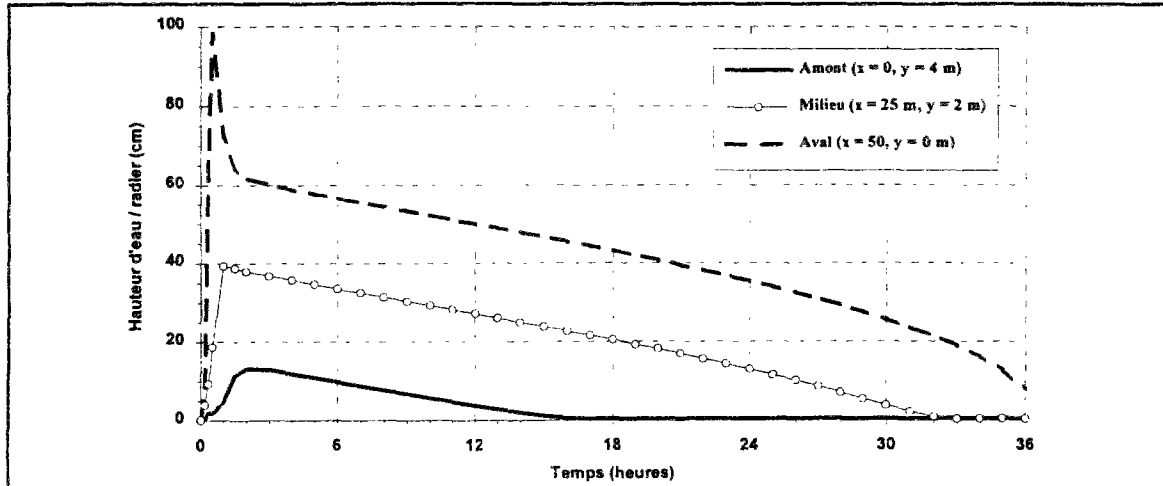




**Figure 5.28. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir en contre-pente, avec drain, pendant la phase de tarissement.**

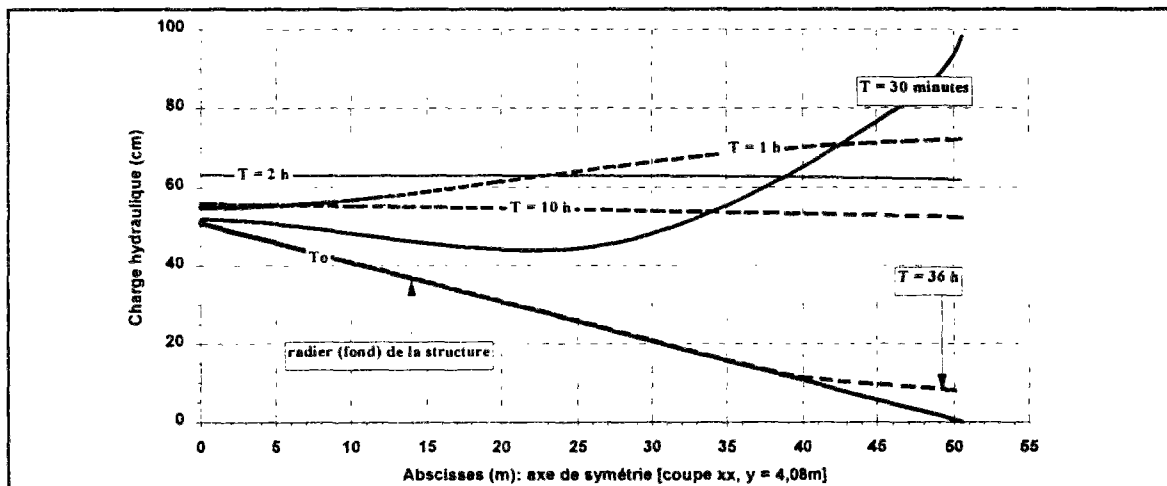
L'évolution des hauteurs piézométriques de la nappe d'eau dans le temps en trois points de la structure réservoir (amont, milieu et aval) est illustrée par la figure 5.29. La hauteur d'eau la plus importante (98 cm) est observée à l'aval, au niveau du point d'injection d'un débit relativement important d'eaux pluviales. Ce niveau piézométrique maximal est atteint à l'instant  $T = 30$  minutes, correspondant à la pointe du débit injecté. Au milieu, la nappe atteint son niveau maximal ( $h = 40$  cm) au bout d'une heure depuis le début de l'injection d'eau. A l'amont, la hauteur maximale de la nappe d'eau ( $H = 63$  cm, soit 13 cm de hauteur d'eau et 50 cm de dénivelée) est atteint à l'instant  $T = 2$  heures. Le décalage dans le temps des niveaux piézométriques maximaux simulés à l'aval, au milieu et l'amont donne une idée sur la vitesse de transfert d'eau dans une structure équipée d'un drain et dont l'injection d'eau est effectuée en contre-pente (au point le plus bas, au niveau de l'exutoire aval) dans un matériau poreux de

perméabilité 10 cm/s. Comme le débit de vidange est limité à une valeur constante ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ ), le temps de vidange d'un tel ouvrage est voisin de 36 heures.



**Figure 5.29. :** Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir munie d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , en contre pente  $|I| = -1 \%$ ,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

La figure 5.30 illustre les formes prises par la nappe d'eau pendant les phases de remplissage et de tarissement (à  $T_0$ , à  $T = 30 \text{ minutes}$ , à  $T = 1 \text{ heure}$ , à  $T = 2 \text{ h}$ , à  $T = 10 \text{ h}$  et à  $T = 36 \text{ heures}$ ) de cette structure réservoir équipée d'un drain et dont l'injection d'eau est réalisée en contre-pente. Ce mode d'injection se traduit par une montée importante de la hauteur d'eau à l'aval et par la formation d'une nappe d'eau sous forme de cuvette au milieu de la phase de remplissage (à l'instant  $T = 30 \text{ minutes}$ ). Pendant la phase de tarissement, la nappe d'eau est presque horizontale, elle descend uniformément et lentement.



**Figure 5.30. :** Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir équipée d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , en contre pente  $|I| = -1 \%$ ,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

L'analyse des écoulements dans les structures réservoirs équipées d'un système de diffusion et/ou de drainage d'eaux pluviales, à partir des simulations présentées ci-dessus, a été complétée par l'étude de l'influence des propriétés hydrodynamiques des matériaux poreux, de la pente et du mode de vidange sur le fonctionnement hydraulique de ces ouvrages (remplissage, vidange, écrêtement du débit de pointe, transfert d'eau dans le matériau poreux, etc.).

#### 5.3.1.4. Influence des propriétés hydrodynamiques (perméabilité, porosité)

La figure 5.31 illustre l'influence des propriétés hydrodynamiques (perméabilité et porosité) sur l'évolution du niveau piézométrique de la nappe d'eau dans le temps dans une structure réservoir horizontale, équipée d'un drain et dont le débit de vidange est limité à 661 l/h. Le graphique 5.32 présente l'influence des propriétés hydrodynamiques sur la forme de la nappe d'eau à l'instant  $T = 1$  heure (à la fin de la pluie). La diminution des perméabilités et des porosités se traduit par l'accroissement des hauteurs d'eau notamment à proximité du point d'injection d'un débit important d'eaux pluviales. En effet, la hauteur d'eau maximale simulée pour ( $K = 10$  cm/s, porosité = 30 %) est sensiblement le double de celle simulée pour ( $K = 1$  m/s, porosité = 40 %). Dans ce cas, le niveau piézométrique maximal simulé pour un matériau moins perméable et moins poreux ( $K = 1$  cm/s, porosité = 20 %) est de 150 cm, ce qui correspond une augmentation de 80 % par rapport à celui simulé pour  $K = 10$  cm/s. Cependant, cette augmentation est moins importante que dans le cas d'une structure poreuse sans système de diffusion d'eau et/ou de drainage (cf. figure 4.19 du chapitre 4). Les gradients hydrauliques sont plus élevés pour les faibles valeurs des perméabilités que pour les fortes valeurs. Pour des perméabilités supérieures à 10 cm/s, la surface de la nappe d'eau tend vers une horizontale.

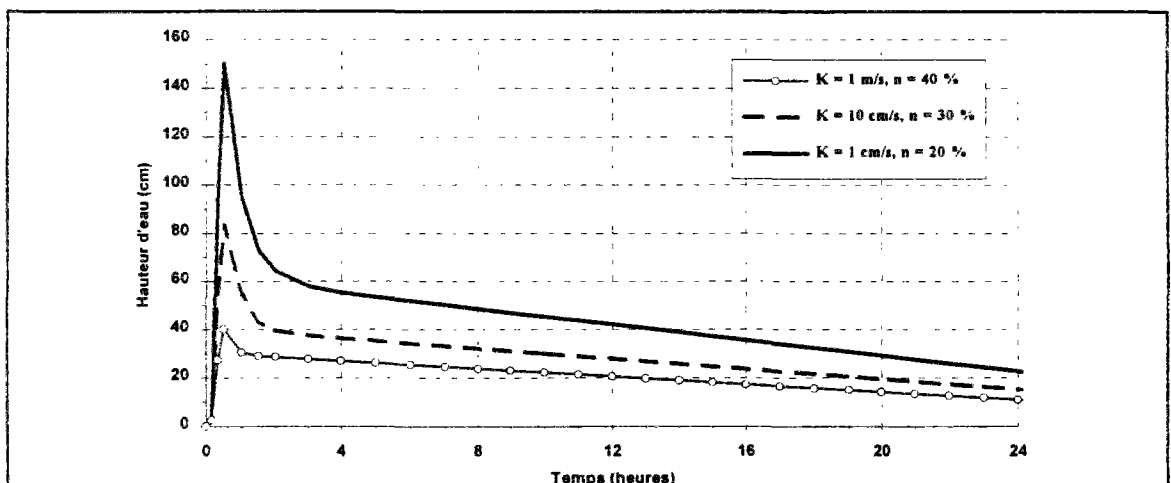
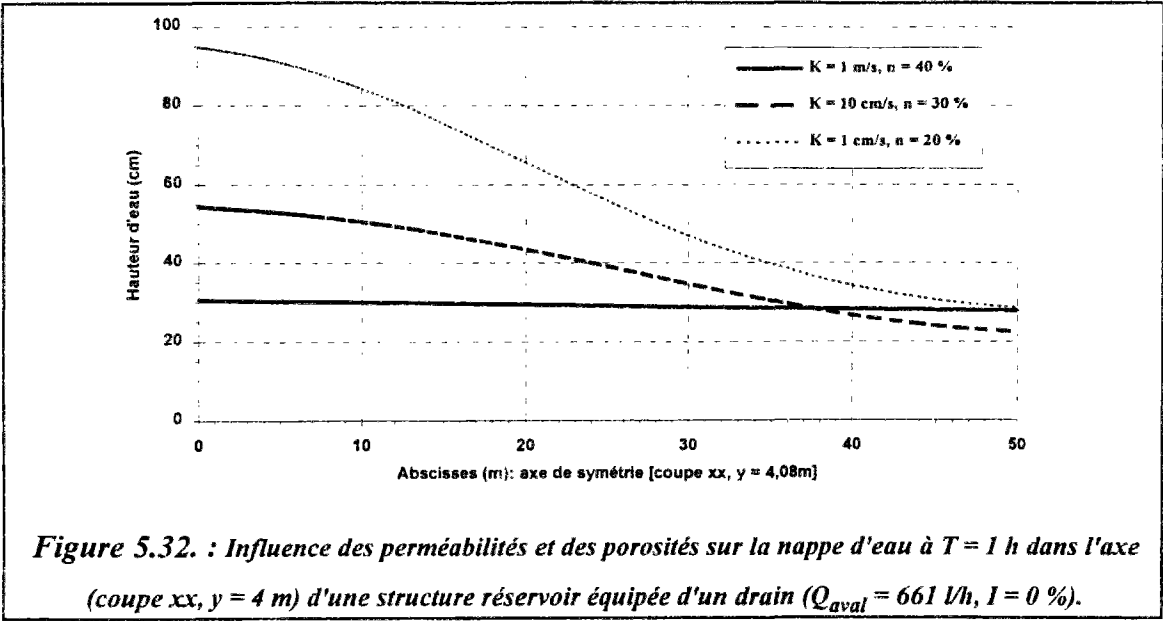
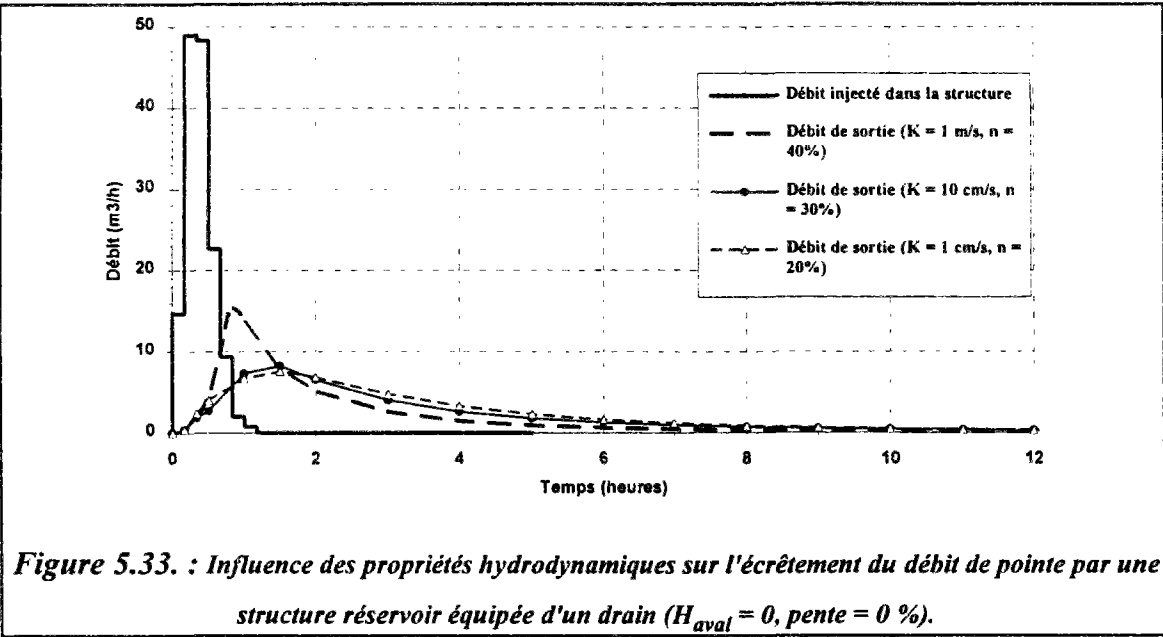


Figure 5.31. : Influence des perméabilités et des porosités sur l'évolution de la nappe d'eau à l'amont ( $x = 0, y = 4$  m) d'une structure réservoir horizontale équipée d'un drain ( $Q_{\text{drain}} = 661$  l/h).



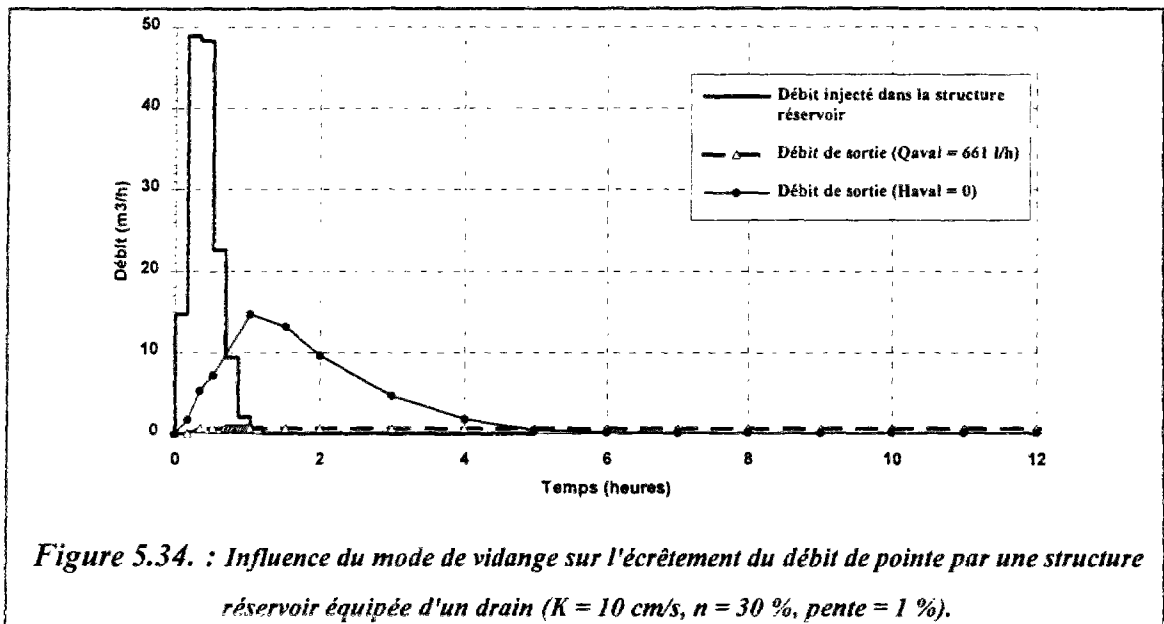
L'influence des propriétés hydrodynamiques sur l'écrêtement du débit de pointe par une structure poreuse équipée d'un drain est illustrée par la figure 5.33. Dans ce cas, la hauteur d'eau est imposée au niveau de l'orifice aval ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ), ce qui correspond à un débit de vidange variable dans le temps [ $Q_{\text{aval}} = f(H(t))$ ]. L'écrêtement du débit de pointe est moins important pour les fortes valeurs des perméabilités que pour les faibles valeurs. Cette différence est importante entre le cas où  $K = 1 \text{ m/s}$  (écrêtement de 69 % du débit de pointe) et les deux autres cas simulés (cf. figure 5.33). Elle est moins significative entre ( $K = 10 \text{ cm/s}, n = 30 \%$ , avec un écrêtement de 83 %) et ( $K = 1 \text{ cm/s}, n = 20 \%$ , avec un écrêtement de 84 %). Ceci peut être expliqué par l'existence du drain qui facilite le transfert d'eau dans les matériaux moins perméable, depuis le point d'injection d'eau jusqu'à l'exutoire.



### 5.3.1.5. Influence du mode de vidange (C.A.L. aval)

Le graphique 5.34 illustre l'influence des conditions aux limites imposées à l'exutoire (mode de vidange) sur l'écrêtement des débits de pointe et le stockage des eaux pluviales dans une structure réservoir placée en pente de 1 % et équipée d'un drain. L'écrêtement du débit de pointe est plus important dans le cas où le débit de vidange est limité à 3 litres/seconde/hectare (écrêtement de plus de 98 % du débit maximal injecté) que pour  $H_{\text{aval}}$  imposé égale à zéro au niveau de l'orifice aval où le débit de vidange est variable dans le temps (écrêtement de 70 % du débit de pointe).

Dans ces conditions, le temps de vidange de 98 % du volume d'eau injecté dans cette structure réservoir est de 4 heures pour  $H_{\text{aval}}$  imposé égale à zéro et de 36 heures et 30 minutes pour  $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$  (cf. figures 5.34 et 5.35).



Cette structure réservoir équipée d'un système de diffusion et/ou de drainage (drain) permet d'écrêter les débits de pointe et de stocker une quantité importante d'eaux pluviales, notamment dans le cas où le débit de fuite est limité à 3 litres/seconde/hectare. En effet, le volume d'eau stockée au bout d'une heure (à la fin de la pluie) représente 98 % de celui injecté dans la structure réservoir ( $K = 10 \text{ cm/s}$ , porosité = 30 %) pour  $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$  et 64 % dans le cas où  $H_{\text{aval}} \cong 0$ .

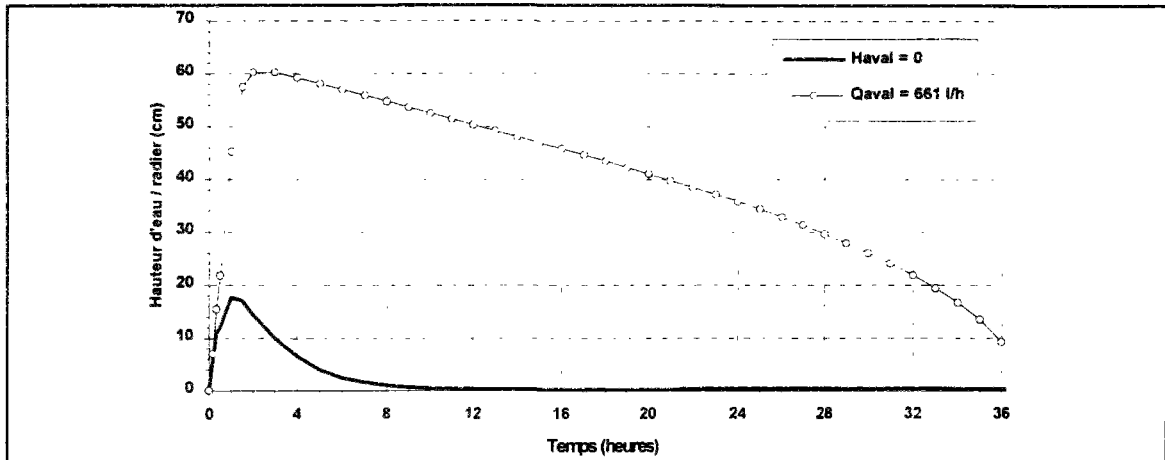


Figure 5.35. : Influence du mode de vidange sur l'évolution de la nappe d'eau à l'aval (coté opposé à l'exutoire) d'une structure réservoir avec drain ( $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ,  $I = 1 \%$ ).

### 5.3.1.6. Influence de la pente

La pente longitudinale accélère (sous l'effet du potentiel de gravité) le transfert d'eau depuis le point d'injection d'eau jusqu'à l'exutoire des structures réservoirs (cf. figure 5.36). Ceci se traduit dans le cas où le débit de vidange est limité à une faible valeur ( $Q_{aval} = 661 \text{ l/h}$ ), par l'accumulation d'une grande partie des eaux pluviales à l'aval de l'ouvrage à proximité de l'exutoire (cf. figure 5.35).

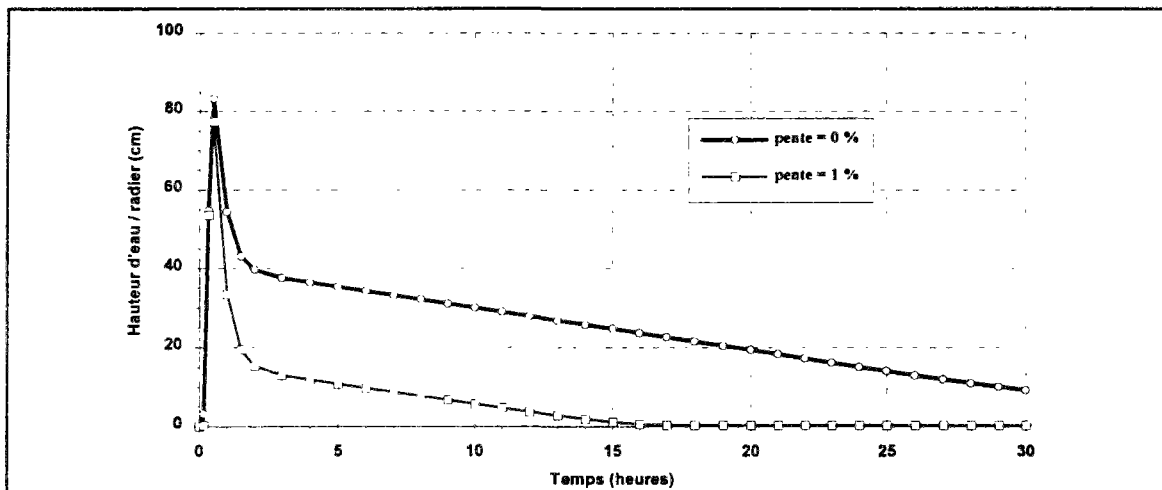
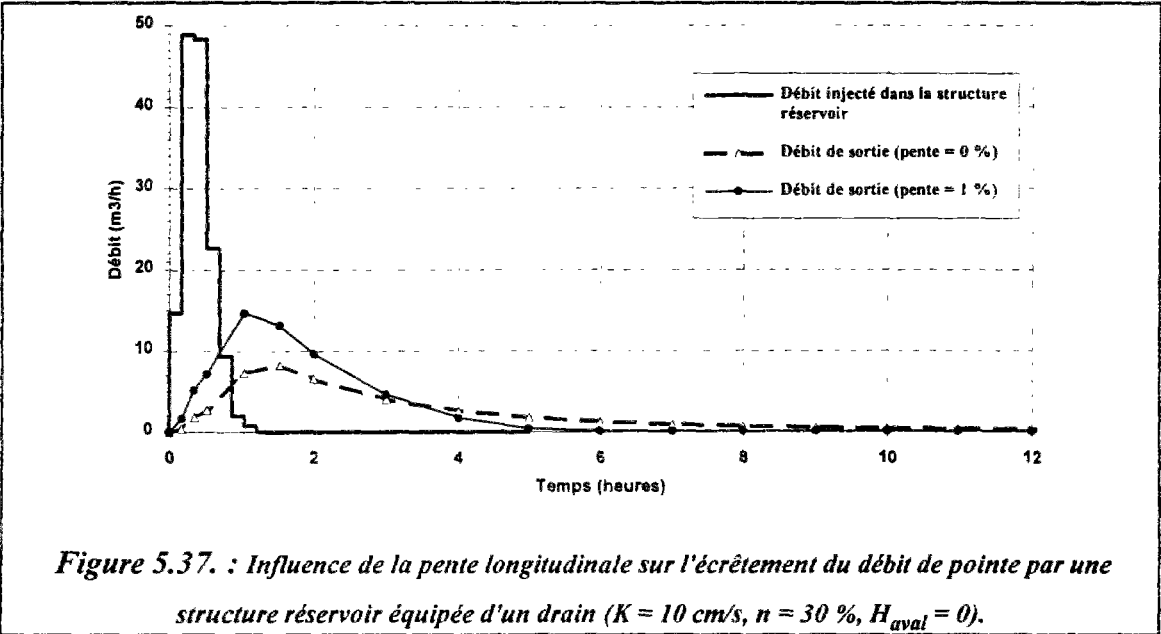


Figure 5.36. : Influence de la pente sur l'évolution de la nappe d'eau à l'amont ( $x = 0$ ,  $y = 4,08 \text{ m}$ ) d'une structure réservoir équipée d'un drain ( $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ,  $Q_{aval} = 661 \text{ l/h}$ ).

La pente a pour effet aussi d'accélérer la vidange des structures réservoirs dans le cas où le débit de vidange est variable dans le temps et est fonction de la charge hydraulique aux abords de l'exutoire (cas où  $H_{aval} \approx 0$ ). Dans ce cas, l'écroulement du débit de pointe est moins important et le débit de vidange est plus élevé que pour les ouvrages placés en position

horizontale (cf. figure 5.37). En effet, pour un matériau poreux de perméabilité 10 cm/s avec une porosité de 30 %, l'écêtement du débit de pointe est de 70 % pour une structure en pente et de 87 % pour un ouvrage horizontal.



Le tableau 5.1 récapitule l'effet de la pente, des propriétés hydrodynamiques et des conditions aux limites sur les hauteurs d'eau maximales simulées, suite à l'injection à l'aide d'un drain, d'un débit d'eaux pluviales relativement important dans ce parking à structure réservoir.

Ces valeurs des hauteurs d'eau maximales sont nécessaires pour le dimensionnement hydraulique des structures réservoirs pour assurer le stockage de cette quantité importante d'eaux pluviales.

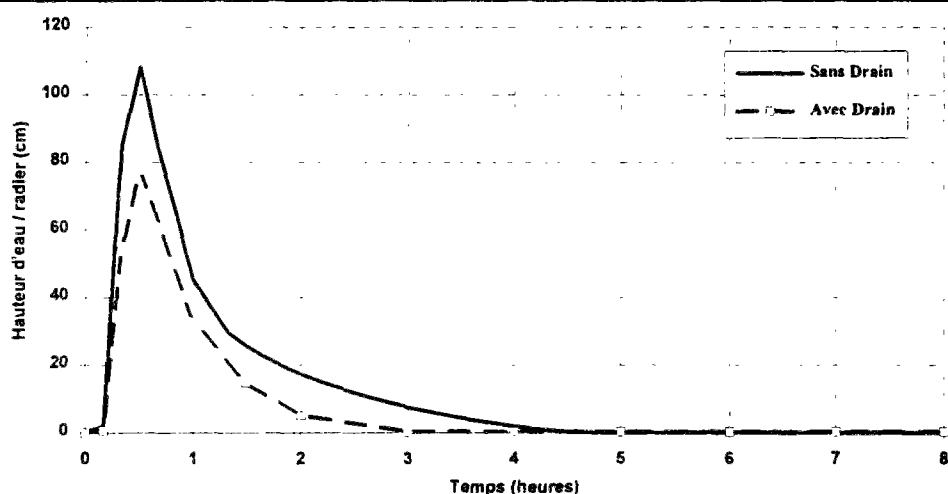
|  | Pente = 0 %   |   | Pente = 1 %   |   |
|--|---|---|---|---|
|  | $Q_{aval} = 661\text{ l/h}$                                   | $H_{aval} = 0$  | $Q_{aval} = 661\text{ l/h}$                                   | $H_{aval} = 0$  |
| <b>K = 1 m/s</b><br><b>porosité = 40 %</b>   | $H_{max} = 39\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ )  | $H_{max} = 37\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ )  | Pas de simulation   | Pas de simulation   |
| <b>K = 10 cm/s</b><br><b>porosité = 30 %</b> | $H_{max} = 84\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ )  | $H_{max} = 84\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ )  | $H_{max} = 78\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ )  | $H_{max} = 78\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ )  |
| <b>K = 1 cm/s</b><br><b>porosité = 20 %</b>  | $H_{max} = 150\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ ) | $H_{max} = 150\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ ) | $H_{max} = 148\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ ) | $H_{max} = 148\text{ cm}$<br>(à l'amont, $T = 1/2\text{ h}$ ) |

**Tableau 5.1. : Influence des perméabilités, de la pente et du mode de vidange sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans un parking à structure réservoir équipé d'un drain.**

### 5.3.2. Influence du drain sur le fonctionnement hydraulique des structures réservoirs

Les différents exemples de simulation du fonctionnement hydraulique des structures réservoirs montrent que le drain facilite la diffusion, le transfert et la répartition d'une quantité importante d'eaux pluviales dans ce type d'ouvrage. Le drain participe également au drainage des structures réservoirs, notamment pendant la phase de tarissement.

Le graphique 5.38 illustre l'influence du drain sur l'évolution de la hauteur de la nappe d'eau dans le temps à l'amont d'une structure réservoir. Les hauteurs d'eau maximales simulées, suite à l'injection d'une quantité relativement importante d'eaux pluviales, sont moins élevées dans le cas des structures réservoirs équipées d'un drain (système de diffusion et de drainage d'eau) que dans des ouvrages sans drain (cf. figure 5.38 et les tableaux 5.2 et 5.3). La présence d'un ou plusieurs drains dans les structures réservoirs assure une meilleure répartition ou diffusion des eaux pluviales, ce qui évite l'inondation des structures réservoirs notamment au voisinage des points d'injection d'eau. L'équipement des structures poreuses de drains de diffusion d'eau permet de diminuer l'épaisseur nécessaire pour le stockage d'une quantité élevée d'eaux pluviales notamment pour les matériaux poreux de perméabilité inférieure à 10 cm/s. En effet, dans le cas d'une structure réservoir sans drain et pour un matériau poreux de perméabilité 1 cm/s, l'épaisseur nécessaire pour stocker ce débit important d'eaux pluviales est le double de celle nécessaire pour une structure réservoir équipée d'un drain.



**Figure 5.38. :** Influence du drain sur l'évolution de la nappe d'eau à l'amont ( $x = 0, y = 4,08 \text{ m}$ ) d'une structure réservoir en pente de 1 % ( $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ,  $H_{\text{aval}} = 0$ ).

Les tableaux 5.2 et 5.3 récapitulent l'influence du drain sur les hauteurs d'eau maximales simulées respectivement pour des structures réservoirs horizontales ou en pente de 1 %.



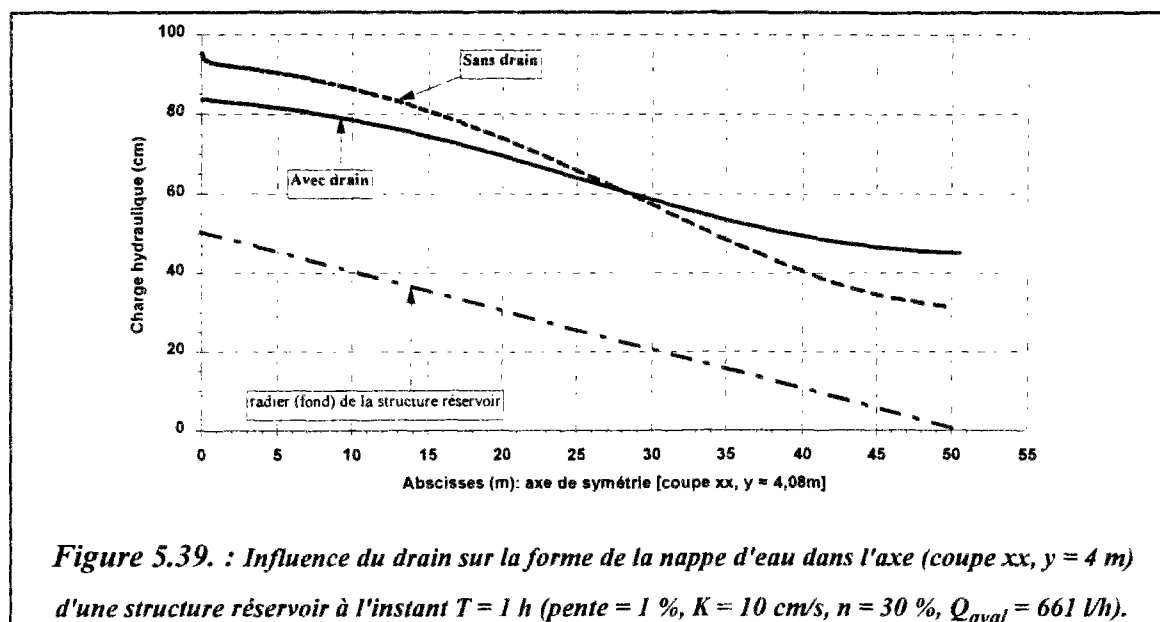
| <b>I = 0 %</b>                               | <b>Q<sub>aval</sub> = 661 l/h</b>                    |   | <b>H<sub>aval</sub> = 0</b>                          |   |
|--|--|---|--|---|
|  | <i>Sans drain</i>                                    | <i>avec drain</i>                                   | <i>Sans drain</i>                                    | <i>avec drain</i>                                   |
| <b>K = 1 m/s</b><br><b>porosité = 40 %</b>   | H <sub>max</sub> = 43,5 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | H <sub>max</sub> = 39 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | H <sub>max</sub> = 43,5 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | H <sub>max</sub> = 37 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  |
| <b>K = 10 cm/s</b><br><b>porosité = 30 %</b> | H <sub>max</sub> = 110 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | H <sub>max</sub> = 84 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | H <sub>max</sub> = 110 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | H <sub>max</sub> = 84 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  |
| <b>K = 1 cm/s</b><br><b>porosité = 20 %</b>  | H <sub>max</sub> = 315 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | H <sub>max</sub> = 150 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | H <sub>max</sub> = 305 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | H <sub>max</sub> = 150 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) |

Tableau 5.2. : Influence du drain sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans un parking à structure réservoir horizontal (I = 0 %).

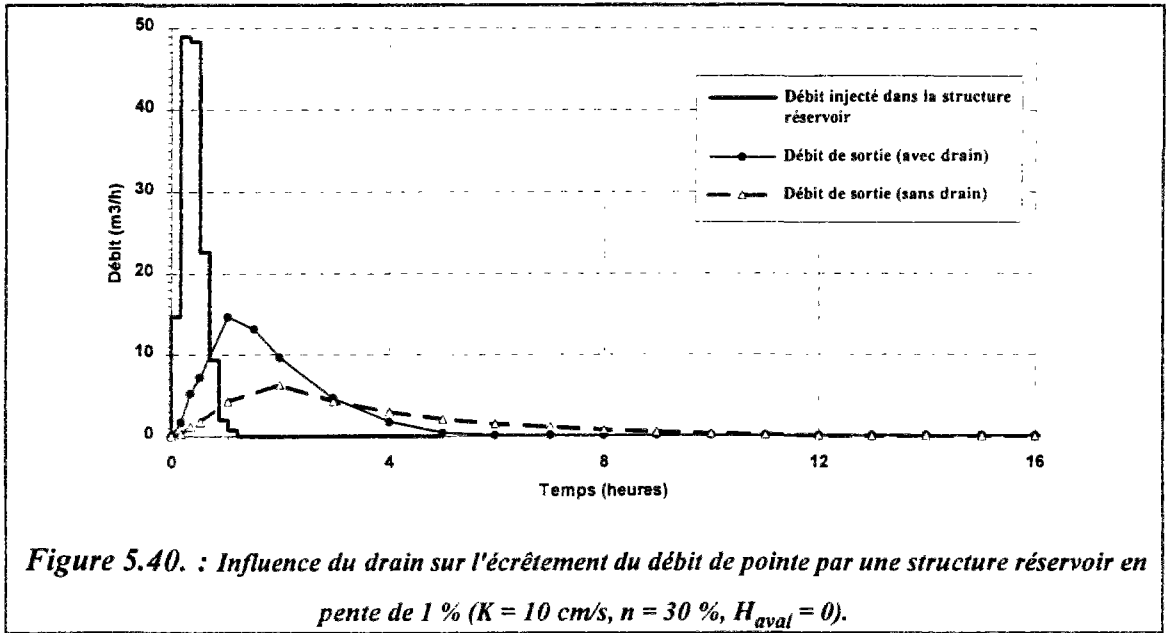
| <b>I = 1 %</b>                               | <b>Q<sub>aval</sub> = 661 l/h</b>                   |   | <b>H<sub>aval</sub> = 0</b>                         |   |
|--|---|---|---|---|
|  | <i>Sans drain</i>                                   | <i>avec drain</i>                                   | <i>Sans drain</i>                                   | <i>avec drain</i>                                   |
| <b>K = 10 cm/s</b><br><b>porosité = 30 %</b> | H <sub>max</sub> = 108 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | H <sub>max</sub> = 78 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  | H <sub>max</sub> = 108 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | H <sub>max</sub> = 78 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h)  |
| <b>K = 1 cm/s</b><br><b>porosité = 20 %</b>  | H <sub>max</sub> = 313 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | H <sub>max</sub> = 148 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | H <sub>max</sub> = 313 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) | H <sub>max</sub> = 148 cm<br>(à l'amont, T = 1/2 h) |

Tableau 5.3. : Influence du drain sur les hauteurs d'eau maximales simulées dans un parking à structure réservoir en pente de 1 %.

Le graphique 5.39 illustre l'influence du drain sur la forme de la nappe d'eau à la fin de la pluie (T = 1 h). Le drain facilite le transfert d'eau de l'amont vers l'aval, ce qui permet d'assurer une meilleure répartition des eaux pluviales et d'avoir des hauteurs d'eau moins élevées à l'amont ou plus précisément près des points d'injection d'eau.



Le graphique 5.40 présente l'influence du drain sur l'écrêtement du débit de pointe dans le cas d'un matériau poreux de perméabilité 10 cm/s et dans le cas où le débit de vidange est contrôlé par le niveau piézométrique de la nappe d'eau et particulièrement par les gradients hydrauliques au voisinage de l'exutoire [ $Q_{aval} = f(H(t))$  et  $H_{aval} \cong 0$ ]. Dans ces conditions, les structures réservoirs équipées de drains ont un effet d'écrêtement moins important et par conséquent le temps de vidange est plus court que dans le cas des ouvrages sans drains (cf. figure 5.40). Dans ce cas, le drain accélère la vidange et écourte la phase de tarissement. En effet, le temps de vidange de 98 % du volume d'eau injectée dans cet ouvrage est de 4 heures pour les structures réservoirs équipées de drains et d'environ 11 heures dans le cas sans drains. Ceci peut être intéressant pour la gestion de ces ouvrages de stockage d'eaux pluviales qui seront en mesure d'absorber d'autres orages et prêt à recevoir de nouveau des quantités importantes d'eaux pluviales. Cependant, pour un débit de vidange limité à une même valeur (par exemple: 3 l/s/ha), les structures réservoirs équipées ou non de drains ont le même effet sur l'écrêtement des débits de pointe et le stockage des eaux pluviales.



#### 5.4. APPLICATION: FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE D'UN PARKING A STRUCTURE RESERVOIR D'UN CENTRE COMMERCIAL A BORDEAUX

Pour illustrer le couplage des écoulements dans les drains avec ceux dans les structures poreuses et le rôle des drains dans le fonctionnement hydraulique des ouvrages de stockage d'eaux pluviales relativement complexes, un exemple d'application est présenté ci-dessous. Il s'agit de simuler le fonctionnement hydraulique d'un parking à structure réservoir équipé de drains (parking d'un centre commercial à Saint Médard en Jalles en Gironde) pendant les phases de remplissage et de tarissement. La superficie totale de ce parking est d'environ 8 ha et celle du centre commercial (surface active imperméabilisée) est de 4 ha (cf. figure 5.41).



*Figure 5.41. : Vue aérienne du centre commercial Leclerc de Saint Médard en Jalles (Gironde) et de son parking à structure réservoir.*

Ce parking à structure réservoir reçoit directement l'eau de pluie tombée sur sa surface, par infiltration à travers son revêtement drainant. Il reçoit également les eaux pluviales collectées et ruisselées sur les surfaces imperméabilisées (surface occupée principalement par le centre commercial). Cet ouvrage de stockage d'eaux pluviales est raccordé à l'aide d'un ouvrage de régulation au réseau communal d'eaux pluviales (exutoire). Ce parking à structure réservoir est constitué :

- d'une couche d'enrobé drainant de 5 cm d'épaisseur, de granularité 0/10, de perméabilité initiale 1,6 cm/s et de porosité d'environ 20 %,
- d'une couche réservoir servant au stockage des eaux pluviales, constituée de matériau poreux (calcaire), de granularité 40/70 avec une épaisseur minimale de 27 cm. La perméabilité de cette couche est d'environ 10 cm/s et d'une porosité de 30 % .
- d'un géotextile à l'interface entre la structure réservoir et le sol support.

Le parking est cloisonné en plusieurs compartiments (casiers) séparés par une membrane étanche en polyane. Un drain d'interception de diamètre 100 mm a été posé à l'aval de chaque casier pour assurer le drainage. Les eaux pluviales provenant des surfaces imperméabilisées raccordées sont injectées dans le corps de la structure réservoir à l'aide de drains de diamètre 200 mm, de 8 m de longueur. Ces drains de diffusion d'eau, au nombre de 5 ou 9 suivant les casiers et les regards dont ils rayonnent, sont placés en étoile (cf. figure 5.42).

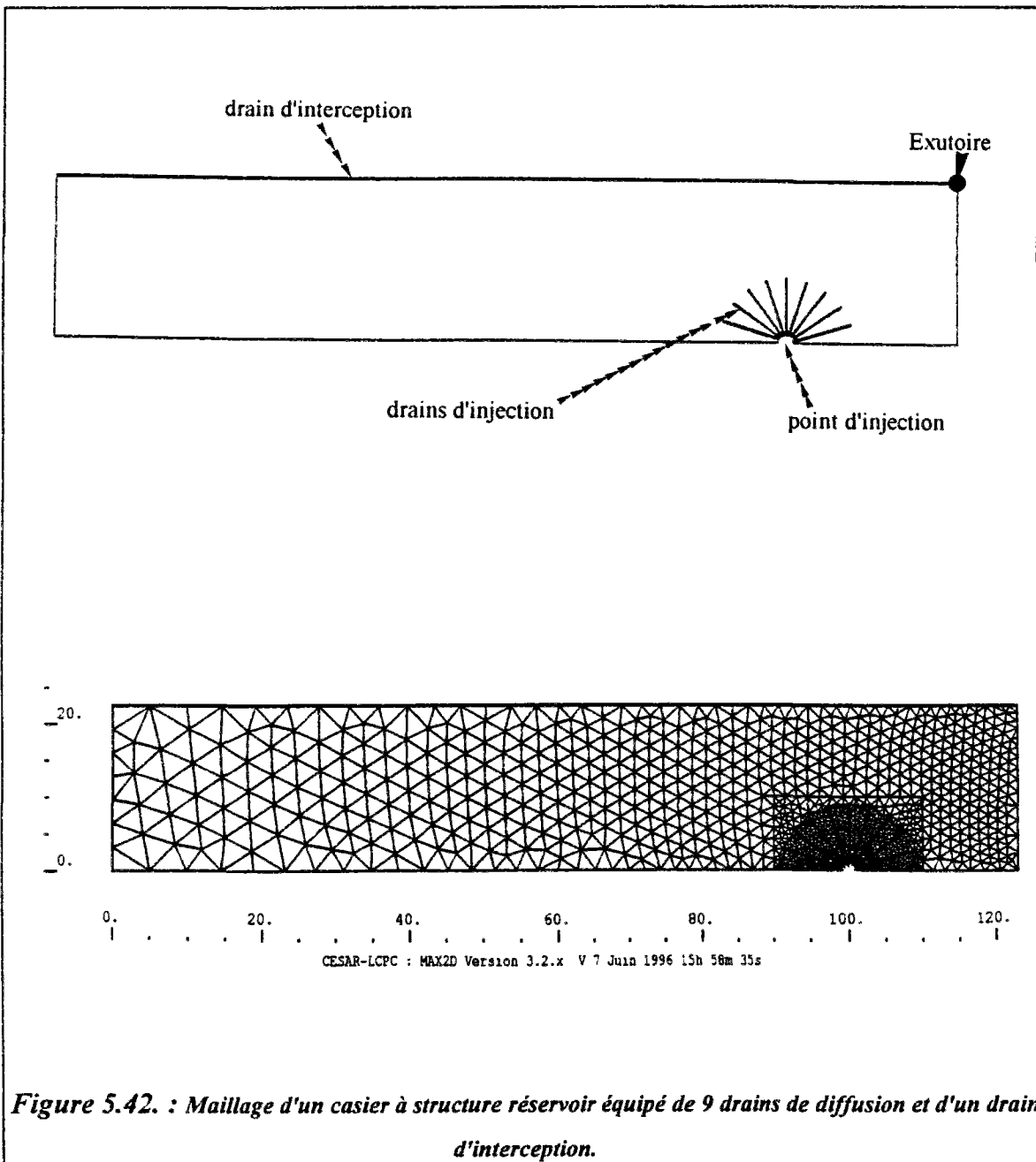
Comme il était difficile de simuler numériquement le fonctionnement hydraulique de la totalité d'un tel ouvrage si complexe et d'une si grande superficie dont il est nécessaire d'affiner le maillage spatial notamment près des systèmes de diffusion et/ou de drainage et la discrétisation temporelle notamment pendant la phase d'injection d'eau pour assurer la convergence des algorithmes numériques (temps de calcul "C.P.U." très important), une partie, représentative du fonctionnement hydraulique de ce parking a été choisie. Ce choix peut être aussi justifié par le fonctionnement hydraulique indépendant des différents casiers.

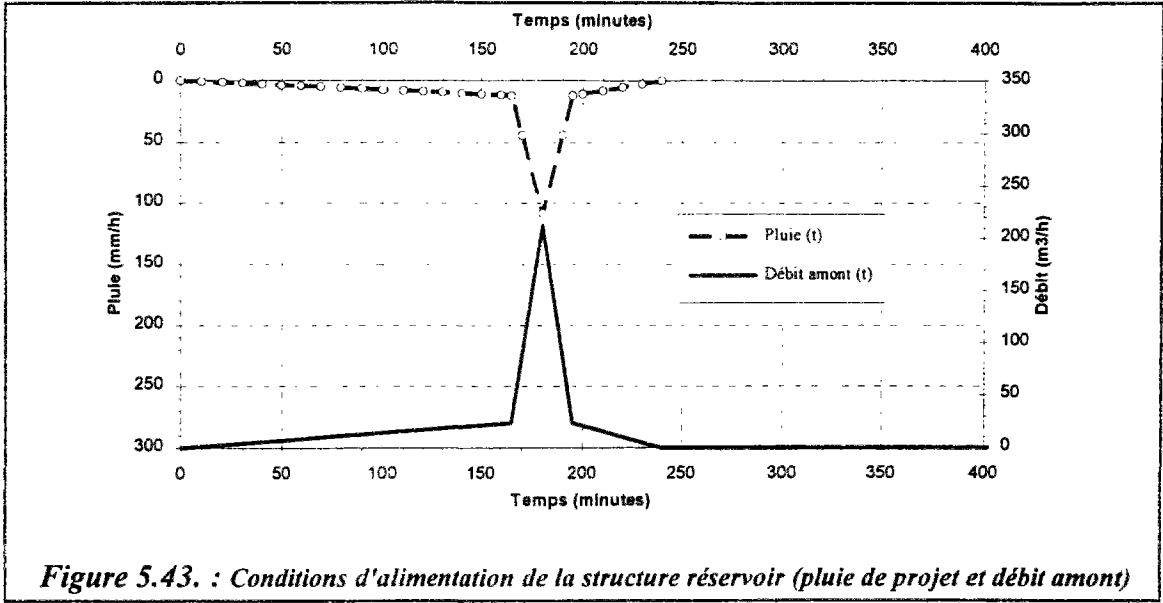
Les simulations numériques ont été réalisées pour un casier d'environ 123 m de long sur 22,5 m de large (cf. figure 5.42). La surface imperméabilisée raccordée à ce casier de structure réservoir est de 1970 m<sup>2</sup>.

La pluie de projet retenue pour simuler le fonctionnement hydraulique de ce parking à structure réservoir est une pluie "double triangle" de hauteur totale cumulée égale à 51,8 mm et d'une durée de 4 heures. Il s'agit d'une pluie fictive statistiquement équivalente (en Gironde) à une pluie réelle de période de retour décennale (cf. figure 5.43). En dehors de l'infiltration de cette pluie à travers le revêtement drainant de surface, le débit d'eaux pluviales injectées à l'amont de cet ouvrage est égal à cette même pluie multipliée par la surface d'apport raccordée à cet ouvrage [ $Q_{\text{amont}} = P(t) \cdot S_{\text{Apport Amont}}$ ].

Pour la régulation de la vidange de cette structure réservoir, une condition aux limites de type DIRICHLET ou condition de potentiel imposé ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ ) a été simulée au niveau de l'exutoire (sur une largeur de 10 cm correspondant au diamètre du drain d'interception). Dans ce cas, l'orifice aval est calé par rapport au fond (radier) de la structure réservoir qui est placée horizontalement. Le débit de vidange, variable dans le temps, dépend des gradients hydrauliques à proximité de l'exutoire [ $Q_{\text{aval}} = f(H(t))$ ].

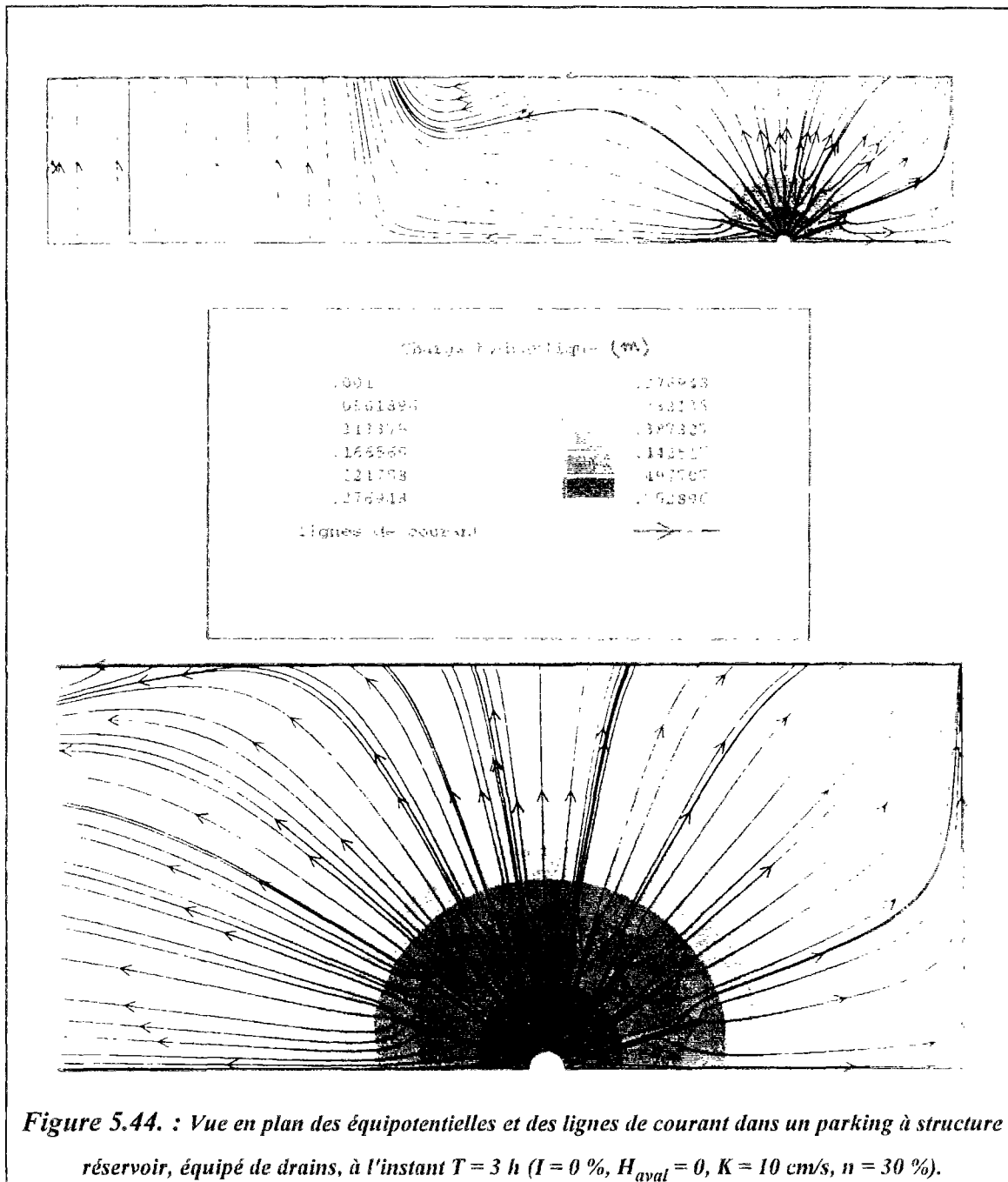
Pour tenir compte des pertes d'eau sous la structure réservoir, l'infiltration dans le sol support du parking à structure réservoir a été estimée en moyenne à 0,32 mm/h à partir des données pluviométriques et des hauteurs d'eau mesurées à l'exutoire de quelques événements pluvieux survenus dans la région Bordelaise en 1994 et début de l'année 1995.





Le graphique 5.44 illustre le fonctionnement hydraulique de cet ouvrage complexe. Cette figure représente une vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant à l'instant  $T = 3$  heures, correspondant à la pointe de la pluie. La charge hydraulique varie entre 55,3 cm, au niveau du point d'injection d'eau, et 1 mm au niveau de l'exutoire. A cet instant, les 9 drains partant du regard participent à la diffusion d'eau dans la structure réservoir. La forme des zones équipotentiels (concentriques) à proximité des drains d'injection illustre l'avancement des eaux diffusées dans le parking. Les lignes de courant sont dirigées vers l'exutoire et vers le drain d'interception. Ce dernier assure le drainage sur une grande partie de sa longueur et il participe en partie (sur une longueur d'environ 29 m) à la diffusion et à la répartition des eaux pluviales dans cet ouvrage (cf. figure 5.44). L'allure des équipotentiels près de l'exutoire illustre un rabattement important de la nappe d'eau dû à la condition aux limites imposée à ce niveau ( $H_{aval} \cong 0$ ).

La figure 5.45 illustre le fonctionnement hydraulique de ce parking pendant la phase de tarissement. Elle représente une vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant à l'instant  $T = 4$  heures (fin de la pluie). La charge hydraulique varie entre 34 cm, près des drains d'injection d'eau, et 1 mm au niveau de l'exutoire. A cet instant, le niveau de la nappe d'eau a largement baissé près des drains d'injection et les eaux diffusées par ces drains ont atteint l'extrémité gauche de ce casier. Plus tard, pendant la phase de tarissement, les écoulements sont dirigés vers l'exutoire et le drain d'interception assure le drainage sur toute sa longueur.



**Figure 5.44. :** Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans un parking à structure réservoir, équipé de drains, à l'instant  $T = 3$  h ( $I = 0$  %,  $H_{aval} = 0$ ,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

Ce parking à structure réservoir assure l'écêtement du débit de pointe et le stockage d'une quantité importante d'eaux pluviales injectées dans cet ouvrage (cf. figure 5.46). En effet, le débit maximal de vidange simulé à l'exutoire ne représente que 5 % du débit de pointe injecté dans ce parking (soit un écrêtement de 95 % du débit de pointe). Le volume d'eau stockée à la fin de la pluie (à  $T = 4$  heures) représente 92,5 % du volume d'eaux pluviales injectées dans cet ouvrage. Le temps de vidange de 80 % du volume d'eau injectée est de 80 heures. Ce temps relativement long peut être expliqué par les faibles valeurs du débit de vidange dû à son tour aux faibles gradients hydrauliques (nappe d'eau horizontale) notamment à la fin de la phase de tarissement d'une telle structure placée horizontalement.



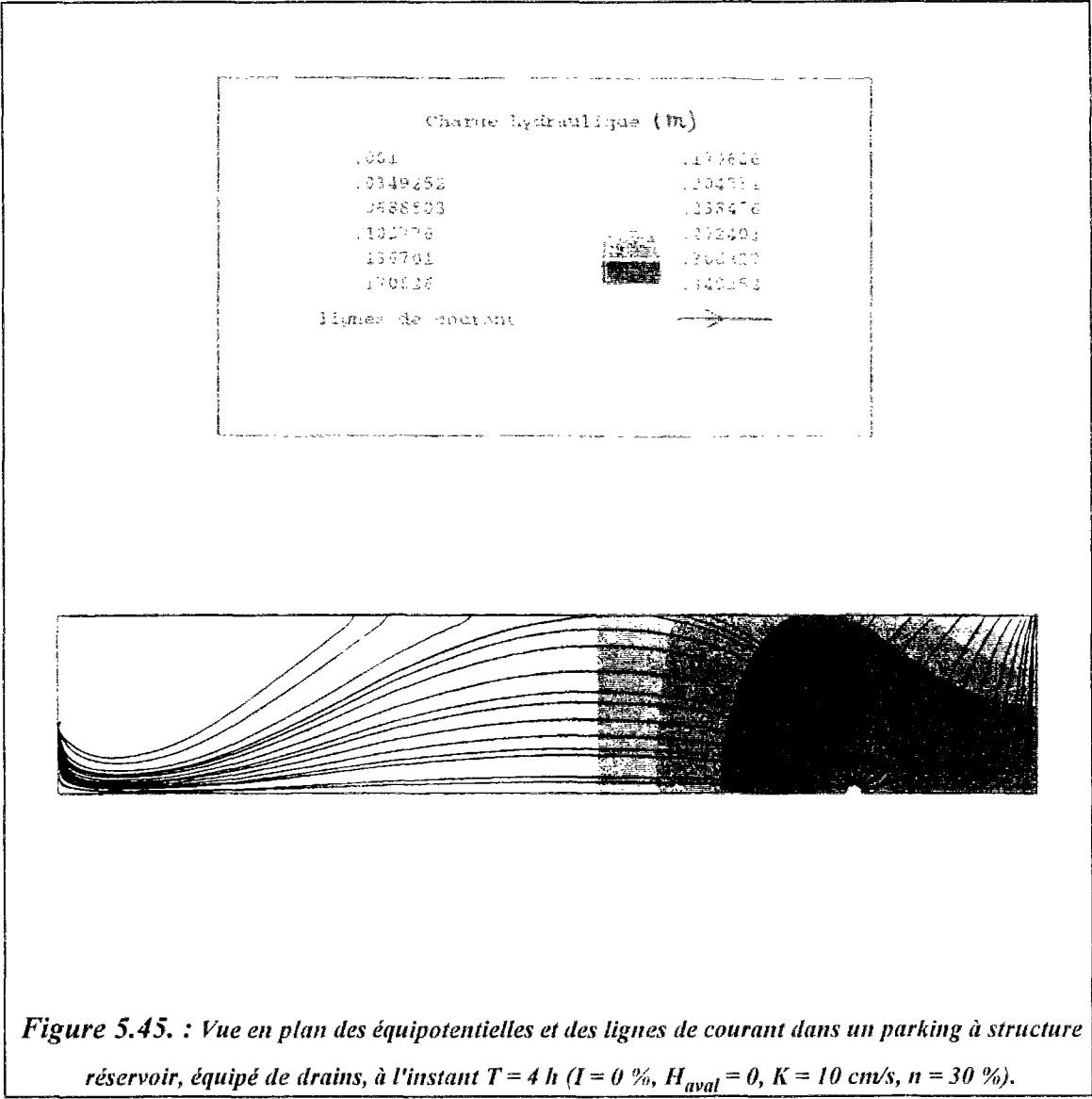


Figure 5.45. : Vue en plan des équipotentielles et des lignes de courant dans un parking à structure réservoir, équipé de drains, à l'instant  $T = 4$  h ( $I = 0$  %,  $H_{aval} = 0$ ,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

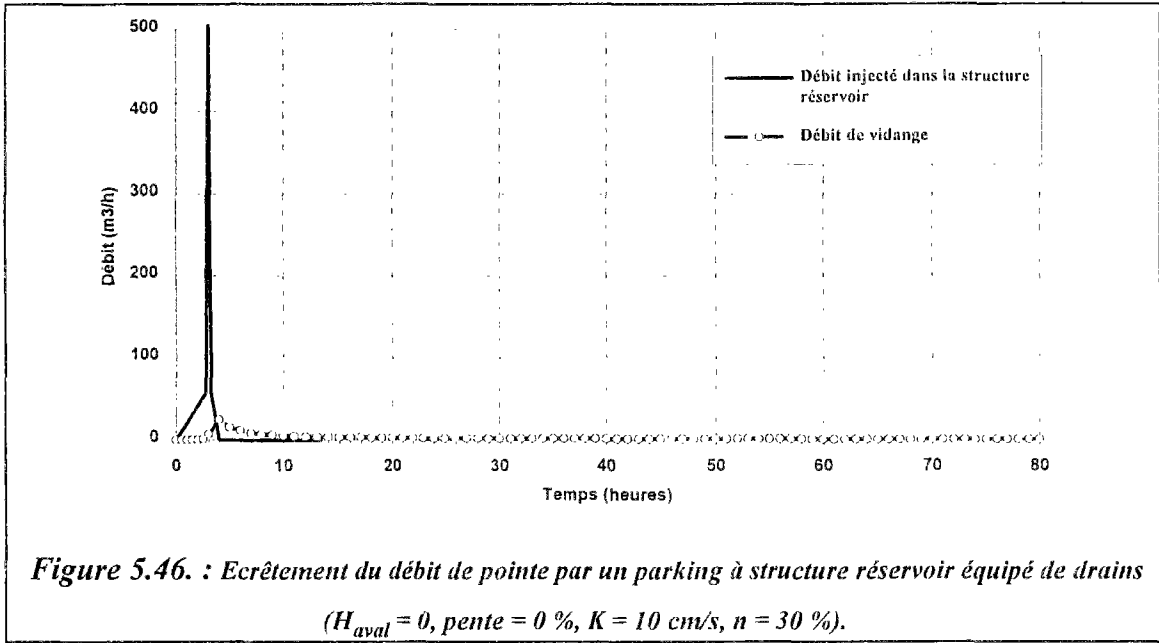


Figure 5.46. : Ecrêtement du débit de pointe par un parking à structure réservoir équipé de drains ( $H_{aval} = 0$ , pente = 0 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

## 5.5. CONCLUSION

Le couplage des écoulements dans les matériaux poreux constituant les structures réservoirs avec les écoulements dans les ouvrages de diffusion et de drainage des eaux pluviales (drains) a pu être approché d'une manière simple et originale. La modélisation (schématisation) du drain par un milieu poreux équivalent est assez satisfaisante pour une charge hydraulique agissante (différence de charge entre l'intérieur et l'extérieur du drain) inférieure à 20 voire 25 cm. Cette schématisation a été validée par des expérimentations de diffusion d'eau par des drains réalisées en régime permanent.

L'étude du fonctionnement hydraulique, en régime transitoire, des structures réservoirs équipées de drains, à l'aide du modèle NAPP du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, a permis d'apprécier l'influence et le rôle des drains dans ces ouvrages de stockage d'eaux pluviales. Le modèle NAPP permet de tenir compte de la topographie (pente) et éventuellement des formes géométriques complexes des structures réservoirs et de la disposition des systèmes de diffusion d'eau et/ou de drainage.

Les structures réservoirs équipées de drains permettent l'écrêtement des débits de pointe et le stockage d'une quantité relativement importante d'eaux pluviales. Les drains facilitent la diffusion, le transfert et la répartition des eaux pluviales pendant la pluie. Ce qui se traduit par des hauteurs piézométriques maximales et par conséquent des dimensions moins importantes que dans les ouvrages sans drains. Ils permettent d'éviter l'inondation des structures poreuses pendant les pluies intenses (orages), notamment à proximité des endroits d'injection d'eau. Les drains facilitent et accélèrent parfois le drainage, ce qui écourtent la phase de tarissement et le temps de vidange. Ceci peut se révéler intéressant pour la gestion de ce type d'ouvrages de stockage d'eaux pluviales notamment dans le cas d'orages successifs.

Les résultats de cette approche simple peuvent être améliorés par l'adoption d'une approche "intégrée" de couplage des écoulements dans les matériaux poreux (loi de DARCY) avec les écoulements à surface libre dans les drains fonctionnant en mode de diffusion ou en drainage (système de SAINT VENANT) et d'une loi d'échange du type  $[Q = C_d (\Delta H) S \sqrt{2g\Delta H}]$ , régissant les écoulements à travers les orifices. Une telle étude permettrait de mieux cerner la précision de l'approche proposée.

Dans tous les cas, il serait intéressant de valider l'approche de couplage "drain-structures poreuses" par des mesures réalisées sur des structures réservoirs en grandeur réel, tout en tenant compte du contexte hydrologique et des événements pluvieux réels.



## **Conclusions et perspectives**



## 6. Conclusions et perspectives

La conception des structures réservoirs, pour la réduction du ruissellement pluvial urbain et l'amélioration de la qualité des eaux correspondantes, est réalisée à partir d'hypothèses simplificatrices de leur fonctionnement hydraulique. L'examen des différents mécanismes impliqués montre que ceux-ci sont nombreux et certains sont peu étudiés.

Le principal problème posé par l'infiltration de la pluie dans ces structures est lié au colmatage des revêtements perméables. Il semble que la succession des cycles d'humidification et de séchage en soit une cause importante. Des recherches sont en cours pour mieux le comprendre et ainsi soit le prévenir, soit pouvoir régénérer les propriétés des matériaux perméables.

En ce qui concerne le fonctionnement hydraulique des structures réservoirs, les principales inconnues se situent au niveau de la diffusion d'eau et de son drainage par des drains. De nombreuses recherches ont été réalisées dans le domaine du drainage agricole, mais le contexte est ici très différent. Le milieu poreux qui reçoit l'eau des drains ou qui les alimente pendant la vidange a des propriétés très différentes des sols agricoles. En particulier, ses pores sont de très grandes dimensions, plusieurs millimètres.

Au niveau de l'évacuation de l'eau de la structure réservoir, dans le cas d'une infiltration dans le sol sous-jacent, les mécanismes sont relativement bien connus. Il faut faire appel à l'hydrodynamique des sols non saturés. Dans le cas d'une évacuation vers un collecteur, il existe souvent un organe de régulation de débit dont le fonctionnement est généralement maîtrisé.

L'étude bibliographique réalisée met en évidence des similitudes entre les mécanismes hydrauliques dans ces structures et certains problèmes d'hydrodynamique (écoulements en milieux poreux et écoulements à surface libre).

Les principaux résultats de cette thèse concernent la diffusion de l'eau par les drains et le couplage de ceux-ci avec le milieu poreux environnant.

L'étude de la diffusion, en régime permanent, par des drains, selon deux approches (expérimentale et de modélisation) a fourni une expression du débit diffusé par unité de longueur du drain en fonction de la hauteur piézométrique à l'intérieur de ce dernier, en fonctionnement noyé ou dénoyé. Cette expression est semblable aux lois de débit à travers les orifices.

---

Un modèle mécaniste, appelé "HYDRODIF", basé physiquement sur les lois d'hydraulique à surface libre a été mis au point pour simuler la diffusion d'eau en régime permanent à travers un drain. Il permet de déterminer la répartition spatiale des débits de diffusion, des hauteurs piézométriques et des débits d'écoulement le long des drains d'injection d'eau.

Ce modèle déterministe, décrivant le fonctionnement hydraulique des systèmes de diffusion d'eau, a été validé par l'approche expérimentale. Il est assez sensible aux variations du coefficient de débit à travers les fentes des drains. Le modèle HYDRODIF permet de choisir les dimensions des drains à utiliser pour injecter des eaux pluviales dans une structure réservoir.

L'étude du fonctionnement hydraulique d'un élément ou d'une série de casiers de structures réservoirs, à l'aide du module NAPP, basé sur la loi de DARCY et sur l'hypothèse de DUPUIT, du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, a permis d'analyser les écoulements et le transfert d'eau à travers les matériaux poreux, très ouverts, constituant la partie réservoir de ces ouvrages de stockage d'eaux pluviales.

Cette étude montre que les structures réservoirs, même sans système d'injection d'eau, jouent un rôle très important dans l'écrêtement des débits de pointe d'eaux pluviales. Ces ouvrages permettent le stockage d'une quantité importante d'eaux pluviales et un écrêtement des débits supérieur à 90 %. L'absence de système de diffusion d'eau dans les structures réservoirs peut se traduire par des hauteurs d'eau très élevées (inondation localisée) près du point d'injection d'un débit important d'eaux pluviales, notamment pour les faibles valeurs de perméabilités.

Le couplage drains-structures poreuses a pu être approché, à l'aide du modèle NAPP, d'une manière simple et originale. La modélisation du drain par un milieu poreux équivalent est satisfaisante pour une charge hydraulique agissante (différence de charge entre l'intérieur et l'extérieur du drain) inférieure à 25 cm. Cette schématisation a été validée par des expérimentations de diffusion d'eau par des drains réalisées en régime permanent.

Les structures réservoirs équipées de drains permettent aussi l'écrêtement des débits de pointe et le stockage d'une quantité relativement importante d'eaux pluviales. Les drains facilitent la diffusion, le transfert et la répartition d'eau pendant la pluie. Ils facilitent et accélèrent parfois le drainage. Les drains permettent effectivement d'éviter l'inondation des structures poreuses pendant les pluies intenses, notamment à proximité des points d'injection d'eau. La modélisation du drain proposée facilite l'étude de tout type de système diffusant.

En conclusion, cette étude permet de mieux connaître les écoulements dans les structures réservoirs. Concrètement, les modèles étudiés rendent possible soit une analyse fine de cas complexes par la géométrie, la topographie et les dispositifs hydrauliques (avec le modèle NAPP du code de calcul CESAR-LCPC) soit un dimensionnement rapide des dispositifs de diffusion avec le modèle HYDRODIF.

Des poursuites de ce travail seraient intéressantes sur les points suivants:

- Pour se rapprocher plus du fonctionnement hydraulique réel des structures réservoirs, il serait intéressant de tester des conditions aux limites mixtes (condition d'échange ou condition de type CAUCHY) et plus précisément une loi de débit semblable à celle régissant les écoulements à travers les orifices, au niveau de l'exutoire et au niveau des cloisons ou des orifices de régulation du débit entre les casiers des structures réservoirs.
- Etudier la possibilité de vidange des structures réservoirs par infiltration dans le sol support (infiltration sous une charge hydraulique ou un flux variable dans le temps). Ce mode de vidange peut être simulé par le modèle NSAT du code de calcul CESAR-LCPC, qui résoud l'équation de RICHARDS décrivant les écoulements dans les milieux poreux saturés et non saturés. Une telle étude pose cependant, le problème de la caractérisation des propriétés hydrodynamiques d'un matériau poreux très ouvert non saturé.
- Comparer les résultats du modèle utilisé dans cette thèse pour représenter l'ensemble drain-milieu poreux avec ceux que fournirait une approche où seraient couplés des écoulements à surface libre (équations de Barré de Saint Venant) avec des écoulements en milieu poreux. Une loi de débit régissant les écoulements à travers les orifices des drains permettrait de tenir compte des échanges entre la structure poreuse et les systèmes de diffusion et/ou de drainage.







## Références bibliographiques





## Références bibliographiques

**AFIF M.** (1986). *Analyse numérique de quelques problèmes hyperboliques issus de la modélisation des crues de rivières*. Thèse de Docteur es sciences en mathématiques appliquées de l'université de Saint-Etienne, 120 p.

**AHUJA L.R.** (1973). *A numerical and similarity analysis of infiltration into crusted soils*. Water Resources Research, Vol. 9, N° 4, pp. 987-994.

**AHUJA L.R.** (1975). *A one step wetting procedure for determining both water characteristic and hydraulic conductivity of a soil core*. Journal of Soil Sci. Soc. Amer. proc, Vol. 39, pp. 418-423.

**AKAI K. , OHNISHI Y. , NISHIGAKI M** (1978). *Finite element analysis of three-dimensional flows in saturated-unsaturated soils*. Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, pp. 227-238.

**AKAN A.O. , YEN B.C.** (1981). *Mathematical model of shallow water flow over porous media*. Journal of the Hydraulics Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, Vol. 107, N° HY4, pp. 479-494.

**ALAM M.M. , BHUIYAN M.A.** (1995). *Collocation finite-element simulation of dam-break flows*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121, N° 2 pp. 118-128.

**ALFAKIH E.** (1991). *Approche globale pour la conception des technologies alternatives en assainissement pluvial intégrées à l'aménagement*. Thèse de Doctorat de l'université de Claude Bernard- Lyon I, 263 p.

**ALFAKIH E. , BARRAUD S. , CRES F.N.** (1992). *Nouvelle approche pour la conception des technologies alternatives au réseau de conduites*. NOVATECH 92 - Lyon, pp. 235 245.

**ANDERSON J.A.** (1996). *Hydraulic design of peripheral channels for circular tanks*. Water Research, Vol. 30, N° 2, pp. 486-488.

**ARGUE J.R.** (1995). *Towards an universal stormwater management practice for arid zone residential developments*. NOVATECH 95 - Lyon, France, pp. 27-35.

**AZZOUT Y., BARRAUD S., CRES F.N., ALFAKIH E.** (1994). *Techniques alternatives en assainissement pluvial: choix, conception, réalisation et entretien*. Ed. Lavoisier Sci. & Doc., Paris, 372 p.



- BAI M. , ELSWORTH D. , ROEGIERS J.C.** (1993). *Multiporosity/multipermeability approach to the simulation of naturally fractured reservoirs*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 6, pp. 1621-1633.
- BALADES J.D.** (1989). *Les solutions compensatoires en assainissement pluvial urbain*. Rappoort L.C.P.C. (Journée Structures réservoirs, du 25 au 26 octobre 1989), 26 p.
- BALADES J.D. , RAIMBAULT G.** (1990). *Urbanisme et assainissement pluvial*. Bulletin de Liaison des L.P.C., N° 170, pp. 47-59.
- BALADES J.D. , CHANTRE P.** (1990). *Urban storm drainage and compensating techniques: The experience in Bordeaux (France)*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 777-782.
- BALADES J.D. , BOURGOGNE P. , MADIEC H.** (1992a). *200 solutions compensatoires mises en oeuvre sur la communauté urbaine de Bordeaux*. NOVATECH 92 - Lyon, pp. 260-271.
- BALADES J.D. , BOURGOGNE P. , MADIEC H.** (1992b). *Evaluation de l'abattement des flux de pollution transitant dans un type de solution compensatoire*. NOVATECH 92 - Lyon, pp. 66-75.
- BALADES J.D. , BOURGOGNE P. , MADIEC H.** (1992c). *Compensatoire ! Vous avez dit compensatoire ! Aspects réglementaires et juridiques des solutions compensatoires*. NOVATECH 92 - Lyon, pp. 471-478.
- BALADES J.D. , GUICHARD Th. , LEGRET M. , MADIEC H.** (1994). *Gestion de la pollution des eaux pluviales par chaussées réservoirs en milieu urbain*. T.S.M. L'Eau, N° 11, pp. 631-638.
- BALADES J.D. , BOURGOGNE P. , GOURIOUX** (1995). *Une chaussée à structure réservoir pour l'assainissement pluvial d'un centre commercial de 120.000 m<sup>2</sup> sur la communauté urbaine de Bordeaux*. NOVATECH 95 - Lyon, pp. 329-336.
- BALADES J.D. , LEGRET M. , MADIEC H.** (1995). *Les revêtements poreux, outils de gestion de la pollution des voiries urbaines*. NOVATECH 95 - Lyon, pp. 345-352.
- BALAS E. , RUPERD Y.** (1993). *Les contrôles de branchement au réseau d'égouts par tests à la fumée*. Rapport Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées; série Environnement et Génie Urbain EG 8, 50 p.
- BARRY D.A. , PARLANGE J.-Y.** (1993). *A class of exact solutions for Richards' equation*. Journal of Hydrology, 142, pp. 29-46.



- BASHA H.A.** (1994). *Multidimensional steady infiltration with prescribed boundary conditions at the soil surface*. Water Resources Research, Vol. 30, N° 7, pp. 2105-2118.
- BEAR J. , VERRUIJT A.** (1987). *Modeling Groundwater Flow and Pollution*. Ed. D. Reidel Publishing Company, Dordrecht, Holland, 414 p.
- BELHADJ N.** (1994). *Variations par temps de pluie des débits dans les réseaux d'eaux usées de type séparatif: Identification des composantes et modélisation des infiltrations*. Thèse de doctorat de l'E.N.P.C., 279 p.
- BELHADJ N. , JOANNIS C. , RAIMBAULT G.** (1995). *Modelling of rainfall induced infiltrations into seprate sewerage*. Water Science and Technology, Vol. 32, N° 1., pp. 161-168.
- BERENGIER M.** (1989). *Propriétés acoustiques des structures réservoirs*. Rapport L.C.P.C. (Journées Structures Réservoirs, 25-26 octobre 1989), 7 p.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.L.** (1992). *Modélisation conceptuelle du transport solide en réseau d'assainissement unitaire*. Thèse de Doctorat de l'Université Louis Pasteur, Strasbourg, 205 p.
- BERTRAND-KRAJEWSKI J.L.** (1993). *Modélisation du transport solide en réseau d'assainissement unitaire : le modèle HYPOCRAS*. La Houille Blanche, N° 4, pp. 243-255.
- BISEAU M. , BOURGES F. , RUPERD Y.** (1991). *Réhabilitation des réseaux d'assainissement: Méthodes disponibles, critères de choix, exemples*. Rapport Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées; série Environnement et Génie Urbain EG 6, 111 p.
- BLANDFORD G.E. , ORMSBEE L.E.** (1993). *A diffusion wave finite element model for channel networks*. Journal of Hydrology, 142, pp. 99-120.
- BRANEYRE M.** (1989). *Modélisation des échanges nappe-rivières. Application à la détermination des zones sensibles aux remontées de nappe sur la communauté urbaine de Strasbourg*. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier II, 189 p.
- BREIL P.** (1990). *Drainage des eaux claires parasites par les réseaux sanitaires. Mécanismes et approche quantitative*. Thèse de doctorat de l'Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier II, 314 p.
- BRELOT-WOLFF E.** (1991). *Elements pour la prise en compte de l'impact des rejets urbains sur les milieux naturels dans la gestion des systèmes d'assainissement*. Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon, 320 p.



- BRESLER E.** (1973). *Simultaneous transport of solutes and water under transient unsaturated flow conditions*. Water Resources Research, Vol. 9, N° 4, pp. 975-986.
- BROADBRIGGE P. , WHITE I.** (1988). *Constante rate rainfall infiltration : A Versatile nonlinear model. I. Analytic solution*. Water Resources Research, Vol. 24, N° 1, pp. 145-154.
- BROOKS R.H. , COREY A.T.** (1966). *Properties of porous media affecting fluid flow*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Irrigation and Drainage Division, Vol. 92, IR2, pp. 61-88.
- BURGESS E. H. , ROESNER L. A. , CANTRELL C. J.** (1993). *Hydraulic modeling of combined sewer interceptors*. 6<sup>th</sup> I.C.U.S.D., Niagara Falls, Canada. Proceedings, Volume I, pp. 255-262.
- BUSOLIN P. , POLKINGHORNE A.A. , ARGUE J.R.** (1995). *A new residential streetscape for managing stormwater in arid zone cities : hydrological and hydraulic considerations*. NOVATECH 95, Lyon, France, pp. 197-205.
- CAMPBELL G.S.** (1985). *Soil Physics with Basic : Transport models for soil plant systems*. Ed. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, The Netherlands, 150 p.
- CARLETON M.** (1990). *Infiltration, on-site detention and methods to reduce local stormflows* Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 859-870.
- CARLIER M.** (1972). *Hydraulique générale et appliquée*. Ed. Eyrolles, Paris. Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France, 565 p.
- CARRERA G. , MEDINA A. , GALARZA G.** (1993) *Groundwater inverse problem. Discussion on geostatistical formulations and validation*. Hydrogéologie, N° 4, pp. 313-324.
- CHANG L.L.** (1972). *Digital simulation of the Boussinesq equation for a water table aquifer*. Water Resources Research, Vol. 8, N° 3, pp. 691-698.
- CHAUDHRY Y.M. , CONTRACTOR D.N.** (1973). *Application of the implicit method to surges in open channels*. Water Resources Research, Vol. 9, N° 6, pp. 1605-1612.
- CHAUVETEAU G.** (1965). *Essai sur la loi de Darcy et les écoulements laminaires à perte de charge non linéaire*. Thèse de Docteur-Ingénieur de la faculté des sciences de l'université de Toulouse , 189 p.
- CHAUVETEAU G. , THIRRIOT Cl.** (1967). *Régimes d'écoulement en milieu poreux et limite de la loi de Darcy*. La Houille Blanche, N° 2, pp. 141-148.



**CHEBBO G.** (1987). *Solides des rejets pluviaux urbains : caractérisation et traitabilité*. Thèse de doctorat de l'E.N.P.C., 413 p. + annexes.

**CHEN C. , WAGENET R.J.** (1992). *Simulation of water and chemicals in macropore soils. Part 1. Représentation of the equivalent macropore influence and its effect on soilwater flow*. Journal of Hydrology, 130, pp. 105-126.

**CHILDS E.C. , COLLIS-GEORGE N.** (1950). *The permeability of porous materials*. Proc. Roy. Soc., London, pp. 392-405.

**CHILDS E.C.** (1969). *An introduction to the physical basis of soil water phenomena*. Wiley Intersciences; Ed. Wiley, 493 p.

**CHOCAT B.** (1978). *Un modèle de simulation des écoulements dans les réseaux d'assainissement pluvial*. Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon , 304 p.

**CHOCAT B. , THIBAUT S. , BOUYAT M.** (1981). *Etude comparative des résultats fournis par la méthode de caquot et le modèle du réservoir linéaire*. T.S.M. L'Eau, N° 7, pp. 417-424.

**CLAPP R.B. , HORNBERGER G.M.** (1978). *Emperical equations for some soil hydraulic properties*. Water Resources Research, Vol. 14, N° 4, pp. 601-604.

**CLEMENT T.P. , WISE W.R. , MOLZ F.J.** (1994). *A physically based, two dimensional, finite-difference algorithm for modeling variably saturated flow*. Journal of Hydrology, Vol. 161, pp. 71-90.

**COLANDINI V. , LEGRET M. , BROSSEAUD Y. , BALADES J.D.** (1995). *Metallic pollution in clogging materials of urban porous pavements*. Water Science and Technology , Vol. 32 , N°1 , pp. 57-62.

**COMBELLES F. , FAURE B. , LUCAS J. , VERHEE F.** (1990). *L'expérience française : Enrobés drainants*. Revue Générale des Routes et Aérodrômes, Spécial printemps 1990, pp. 11-19.

**COOLEY R.L. MOIN S.A.** (1976). *Finite element solution of Saint Venant Equations*. Journal of the Hydraulics Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, N° HY6, pp. 759-775.

**COREY A.T.** (1967). *The interrelation between gas and oil relative permeability*. Producers Monthly, Vol. 19, N° 1, pp. 38-41.

**COREY G.I. , COREY A.T.** (1967). *Similitude for drainage of soils*. Journal of ASCE.





- COX C.L. , JONES W.F. , QUISENBERRY V.L. , YO F. (1994). *One-dimensional infiltration with moving finite elements and improved soil water diffusivity*. Water Resources Research, Vol. 30, N° 5, pp. 1431-1438.
- DAKHLAOUI M. (1990) *Etude d'un logiciel d'hydraulique à surface libre et de dimensionnement d'ouvrages hydrauliques courts: CANAL P*. Mémoire de fin d'études de l'ENGEEES, CEMAGREF; Antony, 90 p.
- DAKHLAOUI M. (1993) *Modélisation des mécanismes hydrauliques mis en jeu dans les structures réservoirs : Synthèse bibliographique*. Rapport L.C.P.C., Nantes, 72 p.
- DAKHLAOUI M. (1994) *Diffusion des eaux pluviales par des drains dans les structures poreuses*. Rapport L.C.P.C., Nantes, 76 p + annexes.
- DAKHLAOUI M. , GAUJOUS D. , RAIMBAULT G. , TABUCHI J.-P. (1995a). *Water diffusion device in reservoir structures*. Water Science and Technology, Vol. 32, N° 1., pp. 71-78.
- DAKHLAOUI M. , GAUJOUS D. , RAIMBAULT G. , TABUCHI J.-P. (1995b). *Dimensionnement des ouvrages de diffusion d'eau dans les structures réservoirs*. NOVATECH 95, Lyon, France, pp. 377-384.
- DAKHLAOUI M. , GAUJOUS D. , RAIMBAULT G. , TABUCHI J.-P. (1996). *Modeling of water diffusion in reservoir structures*. Proceedings of the 7<sup>th</sup> I.C.U.S.D., Hannover, Germany, pp.545-550.
- DASSARGUES A. , MONJOIE A. , LAMBERT J. , PIERLOT A. (1991). *Etude régionale par éléments finis d'une nappe libre située dans les craies du crétacé en Belgique*. Revue des Sciences de l'Eau, Vol. 4, pp. 39-63.
- DESBORDES M. (1974). *Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux d'assainissement pluvial*. Thèse de Docteur Ingénieur de l'Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier II, 171 p.
- DESBORDES M. , RAOUS P. (1976). *Un exemple d'intérêt des études de sensibilité des modèles hydrologiques*. La Houille Blanche, N° 1, pp. 37-43.
- DESBORDES M. (1987). *Contribution à l'analyse et à la modélisation des mécanismes hydrologiques en milieu urbain*. Thèse de Doctorat d'état mention sciences. Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier II, 242 p. + annexes.
- DETAY M. , d'ARRAS D. , SUZANNE P. (1992). *La gestion des ressources en eau souterraines en région parisienne ouest*. La Houille Blanche, N° 4, pp. 295-308.
- DEUTSCH J.C. , CANIARD L. , CHRISTORY J.P. (1978). *Les chaussées poreuses, Technique nouvelle en assainissement urbain : Etude préliminaire*. Symposium sur le drainage des routes, Berne, pp. 149-156.



- DHATT G., TOUZOT G.** (1984). *Une présentation de la méthode des éléments finis*. Ed. Maloine S.A. Editeur., Paris (2<sup>e</sup> édition), 543 p.
- DILLON P.J. , LIGGETT J.A.** (1983). *An Ephemeral stream-aquifer interaction model*. Water Resources Research, Vol. 19, N° 3, pp. 621-626.
- DOUARD D. , VALIRON F. , TABUCHI J.P.** (1992). *Les problèmes posés par l'insertion des techniques alternatives dans la collecte et le traitement des eaux pluviales en ville*. NOVATECH 92, Lyon, France, pp. 246-252.
- DOUGHERTY D.E. , BABU D.K.** (1984). *Flow to a partially penetrating well in a double-porosity reservoir*. Water Resources Research, Vol. 20, N° 8, pp. 1116-1122.
- DUCHENE M. , McBEAN E. A.** (1992). *Discharge characteristics of perforated pipe for use in infiltration trench*. Water Resources Bulletin, Vol. 28, N° 3, pp. 517-524.
- EHAB A.M. , HOLLY F.M.** (1993). *Simulation of unsteady flow in irrigation canals with dry bed*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, N° 9, pp. 1021-1039.
- EL-HAMES A.S. , RICHARDS K.S.** (1995). *Testing the numerical difficulty applying Richards' equation to sandy and clayey soils*. Journal of Hydrology, Vol. 167, pp. 381-391.
- EL-KADY A.I. , LING G.** (1993). *The courant and Peclet number criteria for the numerical solution of the Richards equation*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 10, pp. 3485-3494.
- ELLIS B.** (1982). *Blights and benefits of urban stormwater quality control*. in Featherstone et James, pp. 39-51.
- ELORZA F.J. , FERRAGUT L.** (1986). *A unified algorithm to solve nonlinear groundwater flow*. Sixth International Conference on Finite Elements in Water Resources, LISBOA, Portugal, pp. 153-165.
- EMSELLEM Y. , de MARSILY G.** (1971). *An automatic solution for the inverse problem*. Water Resources Research, Vol. 7, N° 5, pp. 1264-1283.
- FAHMY H.E.S. , MOREL-SEYTOUX H.J.** (1994). *Hybrid noninertia and statistical model versus hydrodynamic routing*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, N° 6, pp. 706-721.
- FAYER M.J. , SIMMONS C.S.** (1995). *Modified soil water retention functions for all matric suctions*. Water Resources Research, Vol. 31, N° 5, pp. 1233-1238.



- FIELD R. , MASTERSE H. , SINGER M. (1982).** *An overview of porous pavement research.* Water Ressources Bulletin, Vol. 18 N° 2, pp. 265-270.
- FREAD D.L. (1973).** *Technique for implicit dynamic routing in rivers with tributaries.* Water Resources Research, Vol. 9, N° 4, pp. 918-926.
- FREEZE R.A. (1971).** *Influence of the unsaturated flow domain on seepage through earth dams.* Water Resources Research, Vol. 7, N° 4, pp. 929-941.
- FREEZE R.A. (1972).** *Role of subsurface flow in generating surface runoff. 1. Base flow contributions to channel flow.* Water Resources Research, Vol. 8, N°3, pp. 609-623.
- FREMOND M. , NICOLAS P. (1990).** *Macroscopic thermodynamics of porous media.* Continium Mech. Thermodyn., Vol. 2, pp. 119-139.
- FRIND E.O. , VERGE M.J. (1978).** *Three-dimensional modeling of groundwater flow systems.* Water Resources Research, Vol. 14, N° 5, pp. 844-856.
- FUJITA S. , KOYAMA T. (1990).** *Pollution abatement in the experimental sewer system.* Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 799-804.
- GABARD P. , VERHEE F. (1992).** *Exemple de conception et de réalisation d'une chaussée réservoir.* NOVATECH 92 - Lyon, pp. 305-311.
- GAMBOLATI G. (1993).** *On time integration of groundwater flow equations by spectral methods.* Water Resources Research, Vol. 29, N° 4, pp. 1257-1267.
- GARCIA-NAVARRO P. , ALCRUDO F. , SAVIRON J.M. (1992).** *1-D open-channel flow simulation using TVD-McCormack scheme.* Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118, N° 10, pp. 1359-1372.
- GARCIA-NAVARRO P. , ZORRAQUINO V. (1993).** *Numerical modeling of flood propagation through system of reservoirs.* Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, N° 3, pp. 380-388.
- GARDNER W.R. , HILLEL D. , BENYAMINI Y. (1970).** *Post-irrigation movement of soil water:1. Redistribution.* Water Resources Research, Vol. 6, N° 3, pp. 851-861.
- GERKE H.H., VAN GENUCHTEN M.T. (1993a).** *A dual porosity model for simulating the preferential movement of water and solutes in structured porous media.* Water Resources Research, Vol. 29, N° 2, pp. 305-319.



- GERKE H. H. , VAN GENUCHTEN M.T. (1993b). *Evaluation of a first water transfert term of variably saturated dual-porosity flow models*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 4, pp. 1225-1238.
- GERMANN P. F. , BEVEN K. (1985). *Kinematic wave approximation to infiltration into soils with sorbing macropores*. Water Resources Research, Vol. 21, N° 7, pp. 990-996.
- GIESEL W., RENGGER M., STREBEL O. (1973). *Numerical treatment of the unsaturated water flow equation: Comparison of experimental and computed results*. Water Resources Research, Vol. 9, N° 1, pp. 174-177.
- GOTTARDI G. , VENUTELLI M. (1992). *Moving finite element model for on-dimensional infiltration in unsaturated soil*. Water Resources Research, Vol. 28, N° 12, pp. 3259-3267.
- GOVINDARAJU R. S. , KAVVAS M.L., JONES S.E. (1990). *Approximate analytical solutions for overland flows*. Water Resources Research, Vol. 26, N° 12, pp. 2903-2912.
- GOVINDARAJU R. S. , OR D. , KAVVAS M.L., ROLSTON D.E. , BIGGAR J. (1992). *Error analyses of simplified unsaturated flow models under large uncertainty in hydraulic properties*. Water Resources Research, Vol. 28, N° 11, pp. 2913-2924.
- GOVINDARAJU R. S. , KAVVAS M.L. (1993). *Development of an approximate model for unsaturated flow with root water uptake under rectangular water content profiles assumption*. Journal of Hydrology, Vol. 146, pp. 321-329.
- GRANGE D. , ROLLIN C. , AIRES N. , TABUCHI J.P. (1995). *Etude comparative de l'impact sur la qualité des eaux et l'hydraulique des ruissellements en provenance de chaussées classiques et d'enrobés drainants*. NOVATECH 95 - Lyon, pp. 369-376.
- GRANT S.A. , JABRO J.D. , FRITTON D.D. , BAKER D.E. (1991). *A stochastic model of infiltration which simulates "macropore" soil water flow*. Water Resources Research, Vol. 27, N° 7, pp. 1439-1446.
- GRESILLON J-M. , TAHA A. , SCHOBER A. (1993). *Variability of the infiltration rate for vegetation covered soil*. XVIII EGS (European Geophysical Society) General assembly, Annales Geophysicae, Part II, "Oceans, Atmosphere, Hydrology & Non-linear Geophysics", Supplement II to volume 11, 22-27 May 1993, Wiesbaden, Germany, Vol. 146, pp. 321-329.
- GUPTA V.K. , SPOSITO G. , BHATTACHARYA R.N. (1977). *Toward an analytical theory of water flow through inhomogeneous porous media*. Water Resources Research, Vol. 13, N° 1, pp. 208-210.



- GUREGHIAN A.B.** (1978). *Solutions of Boussinesq's equation for seepage flow*. Water Resources Research, Vol. 14, N° 2, pp. 231-236.
- HANTUSH M.M. , MARINO A.M.** (1995). *Continuous time stochastic analysis of groundwater flow in heterogeneous aquifers*. Water Resources Research, Vol. 31, N° 3, pp. 565-575.
- HARADA S. , ICHIKAWA A.** (1990). *Performance of water infiltrated within infiltration strata and kanto loam taking into account hysteresis*. Journal of Naturel Disaster Science, Vol. 12, N° 2, pp. 21-35.
- HATHHORN W.E. , CHARBENEAU R.J.** (1994). *Stochastic fluid travel times in heterogeneous porous media*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, N° 2, pp. 134-145.
- HAVERKAMP R. , VAUCLIN M.** (1979). *A note on estimating finite difference interblock hydraulic conductivity values for transient unsaturated flow problems*. Water Resources Research, Vol. 15, N° 1, pp.181-187.
- HEFEZ E. , SHAMIR U. , BEAR J.** (1975). *Forecasting water levels in aquifers by numerical and semihybrid methods*. Water Resources Research, Vol. 11, N° 6, pp. 988-992.
- HERMANN M. , GOACOLOU H.** (1992). *Chaussées réservoirs et poreuses*. NOVATECH 92 - Lyon, pp. 359-368.
- HILLEL D.** (1984). *L'eau et le sol : principes et processus physiques*. Ed. CABAY, Louvain La Neuve, Belgique, 288 p.
- HILLS R.G. , WARRICK A.W.** (1993). *Burgers' equation : A solution for soil water flow in a finite length*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 4, pp. 1179-1184.
- HOGLAND W. , LARSON M. , BERNDTSSON R.** (1990). *The pollutant build-up in pervious road construction*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 845-852.
- HOLMSTRAND O.** (1984). *Infiltration of stormwater: Research at Chalmers university of technology, results and examples of application*. Third International Conference on Urban Storm Drainage, GÖTEBERG, pp. 1057-1066.
- HUANG K. , ZHANG R. , VAN GENUCHTEN M.T.** (1994). *An Eulerian-Lagrangian approach with an adaptively corrected method of characteristics to simulate variably saturated water flow*. Water Resources Research, Vol. 30, N° 2, pp. 499-507.



**HUMBERT P.** (1984). *Application de la méthode des éléments finis aux écoulements en milieu poreux.* Bulletin de Liaison des L.P.C., N° 132, pp. 21-37.

**HUMBERT P.** (1989). *CESAR-LCPC un code général de calcul par éléments finis.* Bulletin de Liaison des L.P.C., N° 160, pp. 112-115.

**HUYAKORN P. S. , JONES B.G. , ANDERSEN P.F.** (1986). *Finite element algorithms for simulating three-dimensional groundwater flow and solute transport in multilayer systems.* Water Resources Research, Vol. 22, N° 13, pp. 1790-1808.

**HUYAKORN P. S. , SPRINGER E.P. , GUVANASEN V. , WADSWORTH T.D.** (1986). *A three- dimensional finite-element model for simulating water flow in variably saturated porous media.* Water Resources Research, Vol. 22, N° 3, pp. 361-374.

**ICHIKAWA A. , HARADA S.** (1990). *Mitigating peak discharge of urban overland surface runoff using drainage infiltration strata.* Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 821-826.

**INSTRUCTION TECHNIQUE RELATIVE AUX RESEAUX D'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS.** (1977). Circulaire N° 77.284/INT.

**IRMAY S.** (1954). *On the hydraulic conductivity of unsaturated soils.* Trans. Am. Geophys. union, N° 35, pp. 463-467.

**JACKSON T.J., RAGAN R.M.** (1974). *Hydrology of porous pavement parking lots.* Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.100, N°. HY12, pp. 1739-1752.

**JOANNIS C.** (1991). *Le diagnostic permanent des réseaux d'eaux usées .* Bulletin de Liaison des L.P.C., N° 174, pp. 71-79.

**JOANNIS C.** (1993). *Les études diagnostic de réseaux d'assainissement: Analyse rétropective et propositions .* Rapport Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées; série Environnement et Génie Urbain EG 9, 132 p.

**JOUSSIN J. M.** (1992). *Nidaplast EP : Une solution pour l'évacuation des eaux pluviales .* NOVATECH 92, Lyon, France, pp. 213-222.

**KALUARACHCHI J.J. , PARKER J.C.** (1987). *Finite element analysis of water flow in variably saturated soil.* Journal of Hydrology, Vol. 90, pp. 269-291.



- KAUARK LEITE L. A.** (1990). *Réflexions sur l'utilité des modèles mathématiques dans la gestion de la pollution diffuse d'origine agricole*. Thèse de l'E.N.P.C., 342 p.
- KAUARK LEITE L.A. , MIQUEL F. , TEILLOT J.P.** (1992). *Etude préliminaire sur la modélisation d'une chaussée à structure réservoir*. NOVATECH 92, Lyon, France, pp. 54-65.
- KIEFER E.-M.** (1993). *A conceptuel-stochastic model of unsaturated flow in heterogeneous soils*. Journal of Hydrology, Vol. 143, pp. 3-18.
- KHANBIL VARDI R.M. , AHMED S. , SADEGH A.M.** (1993). *Boundary integral solutions to the unsaturated moisture flow equations*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 5, pp. 1425-1434.
- KHANBIL VARDI R.M. , AHMED S. , PHILLIP J.G.** (1995). *Flow investigation for landfill leachate (FILL)*. Journal of Environmental Engineering, Vol. 121, N° 1, pp. 45-57.
- KHANJI J.D.** (1975). *Etude de la recharge de nappes à surface libre par infiltration*. Thèse de Doctorat ès Sciences physiques. Université de Grenoble, 252 p.
- KOVACS Y.** (1988). *Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement*. Thèse de Docteur de l'E.N.P.C., 328 p.
- KNIGHT J.H. , PHILIP J.R.** (1974). *Exact solutions in nonlinear diffusion*. Journal Eng. Math., Vol. 8, pp. 219-227.
- KUIPER L.-K.** (1973). *Analytic solution of spatially discretized groundwater flow equations*. Water Resources Research, Vol. 9, N° 4, pp. 1094-1097.
- LEDOUX E.** (1980). *Modélisation intégrée des écoulements de surface et des écoulements souterrains sur un bassin hydrologique*. Thèse de Docteur Ingénieur de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris et de l'Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 236 p.
- LEDOUX E. , GIRARD G. , VILLENEUVE J.P.** (1984). *Proposition d'un modèle couplé pour la simulation conjointe des écoulements de surface et des écoulements souterrains sur un bassin hydrologique*. La Houille Blanche, N° 1-2, pp. 101-110.
- LEGRET M. , DEMARE D. , BALADES J. D. , MADIEC H.** (1992). *Etude de la pollution par les métaux lourds sur un site d'infiltration des eaux pluviales*. NOVATECH 92, Lyon, France, pp. 33-42.



- LEGRET M. , COLANDINI V. , LE MARC C. (1995). *Impact d'une chaussée à structure réservoir sur la qualité des eaux et du sol*. Bulletin de Liaison des L.P.C., N° 197, pp. 25-31.
- LELONG C. , DEUTSCH J. C. (1995). *L'eau dans la ville : Bilan général d'un programme de recherche expérimentation 1983-1994*. Presses de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, Paris, 317 p.
- LESAFFRE B. (1988). *Fonctionnement hydrologique et hydraulique du drainage souterrain des sols temporairement engorgés: débits de pointe et modèle SIDRA. Extension des principes théoriques de BOUSSINESQ et GUYON. Exemple du champs expérimental d'ARROU (EURE-ET-LOIRE)*. Thèse de Doctorat de l'université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 334 p.
- LETHA J., ELANGO K. (1987). *Simulation of mildly unsaturated flow*. Journal of Hydrology, Vol. 154, pp. 1-17.
- LIGGET J.A. , DILLON P.J. (1985). *A dynamic model of flow exchange between streams and aquifers*. 21<sup>st</sup> IAHR Congress, Melbourne, Australia, pp. 18-22.
- LIN W. , GRAY D.M. , NORUM D.I. (1973). *Hydrodynamics of laminar flow over a porous bed*. Water Resources Research, Vol. 9, N° 6, pp. 1637-1644.
- LU N. (1994). *A semianalytical method of path line computation for transient finite difference groundwater flow models*. Water Resources Research, Vol. 30, N° 8, pp. 2449-2459.
- LUCAS J. (1992). *Métiologie de l'adhérence des revêtements routiers*. Revue Générale des Routes et Aérodrômes, N° 698 , pp. 69-72.
- LUTHIN J.N. , ORTHUN A. , TAYLOR G.S. (1975). *Coupled saturated-unsaturated transient flow in porous media : Experimental and numeric model*. Water Resources Research, Vol. 11, N° 6, pp. 973-978.
- MARSILY G. de (1981) *Hydrogéologie quantitative*. Ed. Masson, Paris, Collection Sciences de la terre, 215 p.
- MARSILY G. de (1993) *Quelques méthodes d'approche de la variabilité spatiale des réservoirs souterrains*. Hydrogéologie, N° 4, pp. 259-268.
- MATSUDA S. , SAITO Y. (1990). *Stormwater drainage scheme by introducing on-site storage and infiltration facilities*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 853-858.
- MATSUYA Y. (1990). *Example of realisation of rainwater penetration facility by the trench system*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 797-798.





- McCORD J.T., STEPHENS D.B., WILSON J.L.** (1991). *Hysteresis and state-dependent anisotropy in modeling unsaturated hillslope hydrologic processes*. Water Resources Research, Vol. 27, N° 7, pp. 1501-1518.
- MESSING I., JARVIS N.J.**, (1993). *Temporal variation in the hydraulic conductivity of a tilled clay soil as measured by tension infiltrometers*. Journal of Soil Science, Vol. 44, pp. 11-24.
- MICHEL C.** (1983). *Que peut-on faire en hydrologie avec un modèle conceptuel à un seul paramètre?* La Houille Blanche, N° 1, pp. 39-44.
- MILLY P.C.D.** (1993). *An analytic solution of the stochastic storage problem applicable to soil water*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 11, pp. 3755-3758.
- MINAGAWA K.** (1990). *The storm water infiltration system in housing complexes and the follow-up survey*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 771-776.
- MOENCH A.F., SAUER V.B., JENNINGS M.E.** (1974). *Modification of routed streamflow by channel loss and base flow*. Water Resources Research, Vol. 10, N° 5, pp. 963-968.
- MOREL-SEYTOUX H.J., FAHMY H., LAMAGAT J.-P.** (1993). *A composite hydraulic and statistical flow-routing method*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 2, pp. 413-418.
- MOSÉ R., SIEGEL P., ACKERER P.** (1993). *Simulation des écoulements en milieu poreux par éléments finis mixtes hybrides*. Hydrologéologie, N° 4, pp. 293-302.
- MOTHA J.A., WIGHAM J.M.** (1995). *Modelling overland flow with seepage*. Journal of Hydrology, Vol. 169, pp. 265-280.
- MUALEM Y.** (1978). *Hydraulic conductivity of unsaturated porous media : Generalized macroscopic approach*. Water Resources Research, Vol. 14, N° 2, pp. 325-334.
- MUNOZ-CARPENA R., MILLER C.T., PARSONS J.E.** (1993). *An quadratic Petrov-Galerkin solution for kinematic wave overland flow*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 8, pp. 2615-2627.
- NAAIM M.** (1991). *Modélisation numérique des effets hydrodynamiques provoqués par un glissement solide dans une retenue*. Thèse de Doctorat de l'université Joseph Fourier- Grenoble I, 158 p.
- NACHABE M.H., MOREL-SEYTOUX H.J.** (1995). *Scaling the ground water flow equation*. Journal of Hydrology, Vol. 164, pp. 345-361.



- NEUMAN S.P. , WITHERSPOON P.A., (1971). *Analysis of nonsteady flow with a free surface using the finite element method*. Water Resources Research, Vol. 7, N° 3, pp. 611-623.
- NEUMAN S.P. (1973a). *Saturated-Unsaturated seepage by finite elements*. Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 99, N°. HY12, pp. 2233-2250.
- NEUMAN S.P. (1973b). *Calibration of distributed parameter groundwater flow models viewed as a multiple-objective decision process under uncertainty*. Water Resources Research, Vol. 9, N° 4, pp. 1006-1021.
- NEUMAN S.P. (1993). *Prediction of steady state flow in nonuniform geologic media by conditional moments: Exact nonlocal formalism, effective conductivities, and weak approximation*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 2, pp. 341-364.
- NICOLAS P. (1992). *Modélisation mathématique et numérique des transferts d'humidité en milieu poreux* . Rapport Etudes et Recherches des L. P. C.; série Sciences de l'Ingénieur SI 2, 218 p.
- O'LOUGHLIN G. , BEECHAM S. , LEES S. , ROSE L. , NICHOLAS D. (1995). *On-site stormwater detention systems in Sydney*. NOVATECH 95, Lyon, France, pp. 549-556.
- OKA T. (1990). *Urban storm-runoff control by pipe infiltration method*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 827-832.
- O'SHEA J. , BAINES M.J (1981). *The seepage flow through a free boundary aquifer into a river*. Bulletin Hydrological Sciences , Vol. 26, N° 4, pp. 415-422.
- OULD AMY M. , MAGNAN J.P. (1991). *Modélisation numérique des écoulements et des déformations dans les barrages de terre construits sur des sols mous* . Rapport Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées; série Géotechnique GT 49, 146 p.
- PANICONI C. , ALDAMA A.A. , WOOD E.F. (1991). *Numerical evaluation of iterative and noniterative methods for the solution of the nonlinear Richards equation*. Water Resources Research, Vol. 27, N° 12, pp. 1147-1163.
- PANICONI C., PUTTI M. (1994). *A comparison of Picard and newton iteration in the numerical solution of multidimensionnal variably saturated flow problems*. Water Resources Research, Vol. 30, N° 12, pp. 3357-3374.
- PARLANGE J.-Y. , BABU D.K. (1977). *On solving the nonlinear diffusion equation : A comparison of perturbation, iterative, and optimal techniques for an arbitrary diffusivity*. Water Resources Research, Vol. 13, N° 1, pp. 213-214.



- PARLANGE J.Y. , FUENTES C. , CONNELL L.D. , HORNUNG U. , HAVERKAMP R. , HOGARTH W. , PETERS R. , ELRICK D.E. (1994). *Water movement in a finite layer : influence of gravity for constant water content at the surface*. Journal of Hydrology, Vol. 156, pp. 335-350.
- PEREZ-SAUVAGNAT I. , MAYTRAUD T. , PIEL C. (1995). *Cent vingt huit bassins de retenue sur le département : leur efficacité, leur gestion*. NOVATECH 95 - Lyon, pp. 557-563.
- PHILIP J.R. (1957). *The Theory of infiltration; I- The infiltration equation and its solution*. Soil Science, N° 83, pp. 345-357.
- PHILIP J.R. (1968a). *The Theory of absorption in aggregated media*. Aust. J. Soils Res., N° 6, pp. 1-19.
- PHILIP J.R. (1968b). *Diffusion, dead-end pores, and linearized absorption in aggregated media*. Aust. J. Soils Res., N° 6, pp. 21-30.
- PHILIP J.R. (1969). *Theory of infiltration*. Advances Hydroscience, 5, pp. 215-296.
- PHILIP J.R. (1992). *What happens near a quasi-linear point source ?* Water Resources Research, Vol. 28, N° 1, pp. 47-52.
- PHILIP J.R. (1992). *A linearised solution of the slope crest infiltration problem*. Water Resources Research, Vol. 28, N° 4, pp. 1121-1132.
- PI Z. , HJELMFELT A.T. Jr. (1994). *Hybrid finite analytic solution of lateral subsurface flow*. Water Resources Research, Vol. 30, N° 5, pp. 1471-1478.
- PIAU J.M. (1991). *Les modèles de diffusion non linéaires. Manuel théorique, Rapport interne*, L.C.P.C., 97 p + annexes.
- PICHON A. (1993). *Colmatage de milieux poreux du génie civil : cas des enrobés drainants de l'autoroute du Nord*. Thèse de Doctorat de l'université de Paris VI, 172 p. + annexes.
- PIKUL M.F. , STREET R.L. , REMSON I. (1974). *A numerical model based on coupled one dimensional Richards and Boussinesq equations*. Water Resources Research, Vol. 10, N° 2, pp. 295-302.
- PINDER G.F. , SAUER S.P. (1971). *Numerical simulation of flood wave modification due to bank-storage effects*. Water Resources Research, Vol. 7, N° 1, pp. 63-70.



- PINEAU E. (1988). *Approche des coefficients de débit d'un orifice au sein d'un milieu poreux*. Rapport interne L.C.P.C., octobre 1988, 82 p. + annexes.
- PIPIEN G. , TESSON M. , BAR M. , CHRISTORY J.P. , PETRONGARI J.P. (1990). *Chaussées poreuses urbaines*. Revue Générale des Routes et Aérodrômes, N° 677.
- PIPIEN G. , CHRISTORY J.P. , COMBELLES F. , RAIMBAULT G. (1992). *Routes à structures poreuses: Où en est-on ?* Revue Générale des Routes et Aérodrômes, Mars 1992, N° 694 , pp. 33-40.
- POIRIER J.C. , GOYON V. (1991). *Enrobés drainants: Le point en 1991*. Note d'information du SETRA, N° 70, Octobre 1991, 8 p.
- POLMANN D.J., McLAUGHLIN D., LUIS S., GELHAR L.W., ABABOU R. (1991). *Stochastic modeling of large-scale flow in heterogeneous unsaturated soils*. Water Resources Research, Vol. 27, N° 7, pp. 1447-1458.
- POUCHELLE D. (1990). *Diffusion des eaux pluviales dans les structures réservoirs*. Rapport interne LCPC, 115 p.
- POULIN M. (1988). *Modélisation numérique des échanges hydrauliques et thermiques entre rivière et nappe alluviale*. Revue des Sciences de l'Eau, Vol. 1, N° 1-2, pp. 107-128.
- PRATT C.J. , MANTLE J.D.G. , SCHOFIELD P.A. (1989). *Urban stormwater reduction and quality improvement through the use of permeable pavements*. Wat. Sci. and Tech. , Vol. 21, pp. 769-778.
- PRATT C.J. , MANTLE J.D.G. , SCHOFIELD P.A. (1990). *Porous pavements for flow and pollutant discharge control*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 839-844.
- PRATT C.J. , MANTLE J.D.G. , SCHOFIELD P.A. (1995). *UK Research into the Performance of Permeable Pavement , Reservoir Structures in Controlling Stormwater Discharge*. NOVATECH 95, Lyon, France, pp. 337-344.
- PRICE R.K. (1974). *Coparison of four numerical methods for flood routing*. Journal of the Hydraulics Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, N° HY7, pp. 879-899.
- PROTOPAPAS A.L. , BRAS R.L. (1991). *Analytical solutions for unsteady multidimensional infiltration in heterogeneous soils*. Water Resources Research, Vol. 27, N° 6, pp. 1029-1034.



- RAATS P.A. , GARDNER W.R. (1971). *Comparison of empirical relationships between pressure head and hydraulic conductivity and some observations on radially symmetric flow*. Water Resources Research, Vol. 7, N° 4, pp. 921-928.
- RAGAB R. , COOPER J.D. (1993). *Variability of unsaturated zone water transport parameters : implications for hydrological modelling; 2. Preticted vs. in situ measurements and evaluation of methods*. Journal of hydrology, Vol. 148, pp. 133-147.
- RAIMBAULT G. , NISSOUX J.L. , BARBE B. (1982). *Les chaussées poreuses : Une technique nouvelle pour l'assainissement urbain*. Bulletin de Liaison des L.P.C., N° 117, pp. 21-31.
- RAIMBAULT G. , BALADES J.D. , FAURE-SOULET A. (1985). *Quatre expérimentations françaises de chaussées poreuses*. Bulletin de Liaison des L.P.C., N° 137, pp. 43-54.
- RAIMBAULT G. (1987). *Conceptions alternatives en assainissement et aménagement urbain : Guide de conception de structures réservoirs et solutions types*. Rapport L.C.P.C., 66 p.
- RAIMBAULT G. , BALADES J.D. (1987). *Réalisations de structures réservoirs en voirie urbaine*. Revue Générale des Routes et Aérodrômes, Septembre 1987, N° 644 , pp. 39-47.
- RAIMBAULT G. , GAUTHIER J. (1987). *Expérimentation d'une chaussée à structure réservoir*. Rapport pour le Plan Urbain, Programme finalisé de recherche et d'expérimentation, l'eau dans la ville, 43 p.
- RAIMBAULT G. , NISSOUX J.L. , MOUTIER F. (1987). *Matériaux poreux et structures de chaussées*. 1<sup>er</sup> congrès international RILEM, Paris, 1987, pp. 317-324.
- RAIMBAULT G. (1989). *Méthodes de dimensionnement hydraulique des structures réservoirs*. Rapport L.C.P.C. (*Journées Structures Réservoirs, 25-26 octobre 1989*), 17 p + Annexes.
- RAIMBAULT G. (1990). *Réservoir structures : An extension of the possibilities of porous pavements*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 833-838.
- RAIMBAULT G. (1992). *Structures réservoirs et topographie des aménagements urbains*. NOVATECH 92, Lyon, France, pp. 213-222.
- RAIMBAULT G. , METOIS M. (1992). *Le site de structure réservoir de Rezé*. NOVATECH 92, Lyon, France, pp. 400-409.
- RAIMBAULT G. (1993a). *New designs for reservoir structures*. 6<sup>th</sup> I.C.U.S.D., Niagara Falls, Canada. Proceedings, Vol. II, pp. 1127-1132.



RAIMBAULT G. (1993b). *French researches on reservoir structures hydraulics*. 6<sup>th</sup> I.C.U.S.D., Niagara Falls, Canada. Proceedings, Vol. II, pp. 1121-1126.

RANCHET J. , PENAUD F. , LE GRAND R. , CONSTANT A. , OBRY P. , SOUDIEU B. (1993). *Comparaison d'une chaussée pavée et d'une chaussée drainante du point de vue de leur comportement hydraulique et de leur impact sur la dépollution des eaux de pluie*. Bulletin de Liaison des L.P.C., N° 188, pp. 67-59.

RASHID R.S.M.M. , CHAUDHRY M.H. (1995). *Flood routing in channels with flood plains*. Journal of Hydrology, Vol. 171, pp. 75-91.

RATHFELDER K. , ABRIOLA L.M. (1994). *Mass conservative numerical solutions of the head-based Richards equation*. Water Resources Research, Vol. 30, N° 9, pp. 2579-2586.

REHFELDT K.R. , BOGGS J.M. , GELHAR L.W. (1992). *Field study of dispersion in a heterogeneous aquifer. 3. Geostatistical analysis of hydraulic conductivity*. Water Resources Research, Vol. 28, N° 12, pp. 3309-3324.

REZZOUG A. (1994). *Influence de la marée sur un sol semi-immersé*. Thèse de Doctorat de l'université de Nantes-Ecole Centrale de Nantes, 243 p.

RICHARDS L.A. (1931). *Capillary conduction of liquids through porous medium*. Physics 1, pp. 318-333.

ROSS P.J. (1990). *Efficient numerical methods for infiltration using Richards' equation*. Water Resources Research, Vol. 22, N° 26, pp. 279-290.

RUBIN J. (1968). *Theoretical analysis of two dimensional transient flow of water in unsaturated and partly unsaturated soils*. Soil Sci. Soc. of American Proc., Vol. 32, N°. 5, pp. 607-615.

RUSSO D. , BRESLER E. , SHANI U. , PARKER J.C. (1991). *Analysis of infiltration events in relation to determining soil hydraulic properties by inverse problem methodology*. Water Resources Research, Vol. 27, N° 7, pp. 1529-1536.

SAKURAI H. (1990). *Techniques for refraining outflow of infiltrated rainfall water*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 795-796.

SANDER G.C. , CUNNING I.F. , HOGARTH W.L. , PRLANGE J.-Y. (1991). *Exact solution for nonlinear, nonhysteretic redistribution*. Water Resources Research, Vol. 28, N° 1, pp. 47-52.



- SATISH M.G. , ZHU J. (1994). *Stochastic analysis of groundwater flow in semiconfined aquifer*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, N° 2, pp. 147-167.
- SCHNEEBELI G. (1966). *Hydraulique souterraine*. Edition Eyrolles, Paris. Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France, 362 p.
- SCOTT E.J. , HANKS R.J. (1962). *Solution of the one-dimensionnal diffusion equation for exponential and linear diffusivity functions by power series applied to flow of moisture in soils*. Soil Sci., Soc., Am. Proc. , N° 94, pp. 314-322.
- SHINODA T. (1990). *Comparative study on surface runoff by stormwater infiltration facilities*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 783-788.
- SINHA J. , ESWARAN V. , BHALLAMUDI S.M. (1995). *Comparison of spectral and finite-difference methods for flood routing*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121, N° 2 pp. 108-117.
- SMITH R.E. , WOOLHISER D.A. (1971). *Overland flow on an infiltrating surface*. Water Resources Research, Vol. 7, N° 4, pp. 899-913.
- SMITH R.E. , CORRADINI C. , MELONE F. (1993). *Modeling infiltration for multistorm runoff events*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 1, pp. 133-144.
- SOMARATNE N. M. , ARGUE J. R. (1990). *On-site stormwater retention in sands and clays in Adelaide, south Australia*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 815-820.
- SOROOSHIAN S. , ARFI F. (1982). *Response surface parameter sensitivity analysis methods for postcalibration studies*. Water Resources Research, Vol. 18, N° 5 pp. 1531-1538.
- STENMARK C. (1990). *Local infiltration of urban storm water in cold climate*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 809-814.
- STENMARK C. (1995). *An alternative road construction for stormwater management in cold climate*. NOVATECH 95 - Lyon. pp. 363-368.
- S.T.U. (1982). *La maîtrise du ruissellement des eaux pluviales. Quelques solutions pour l'amélioration du cadre de vie*. Edition Maugein & Cie, Paris, 64 p.
- S.T.U. (1993). *La maîtrise des eaux pluviales. Des solutions "sans tuyau" dans l'agglomération de Bordeaux*. Edition STU, Paris, 63 p.



- S.T.U. , AGENCES DE L'EAU. (1994). *Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales*. Edition Lavoisier, Paris, 271 p.
- SUBIA S.R. , INGBER M.S. , MARTINEZ M.J. (1994). *A three-dimensional boundary element method for steady unsaturated quasi-linear flow in porous media*. Water Resources Research, Vol. 30, N° 7, pp. 2097-2104.
- SUN N.-Z. , YEH W.W.-J. (1992). *A stochastic inverse solution for transient groundwater flow: Parameter identification and reliability analysis*. Water Resources Research, Vol. 28, N° 12, pp. 3269-3280.
- SWARTZENDRUBER D. (1968). *The Applicability of Darcy's Law*. Soil Sci. Soc. Amer. proc., Vol. 32, pp. 11-18.
- SZYMKIEWICZ R. (1993). *Solution of the inverse problem for the Saint Venant equations*. Journal of Hydrology, Vol. 147, pp. 105-120.
- SZYMKIEWICZ R. (1995). *Method to solve 1 D unsteady transport and flow equations*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121, N° 5 pp. 396-403.
- TABUCHI J.P. (1992). *Comparaison de coûts entre assainissement pluvial classique et assainissement compensatoire : Répartition des charges financières entre collectivités locales et aménageurs*. NOVATECH 92 - Lyon, pp. 521-535.
- TAJJAR M.H. (1993). *Modélisation de l'hydrodynamique des échanges nappe-rivière. Simulation d'une lâchure expérimentale en seine en période d'étiage*. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 174 p.
- TAYFUR G. , KAVVAS M.L. , GOVINDARAJU R.S. , STORM D.E. (1993). *Applicability of the St. Venant equations for two-dimensional overland flows over rough infiltrating surfaces*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, N° 1, pp. 51-63.
- THARP T.M. (1982). *An enriched finite element for simulation of groundwater flow to a well or drain*. Journal of Hydrology, Vol. 55, pp. 237-245.
- THELEN E. , FIELDING HOWE L. (1978). *Porous pavement*. Edition The Franklin Institute Press, Philadelphia - Pennsylvania.
- THIBAUT S. (1979). *Eléments pour une phénoménologie en hydrologie Urbaine*. Thèse de Docteur Ingénieur. INSA de Lyon, 361 p.





- TOUMA J.** (1992). *Simulation numérique de l'infiltration dans les sols encroûtés : croûte établie et en formation*. Hydrologie Continentale, Vol. 7, N° 2, pp. 143-156.
- TSAI W.F. , CHEN C.J. , TIEN H.C.** (1993). *Finite analytic numerical solutions for unsaturated flow with irregular boundaries*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, N° 11, pp. 1274-1298.
- TSENG P-H. , JURY W.A.** (1993). *Simulation of field measurement of hydraulic conductivity in unsaturated heterogeneous soil*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 7, pp. 2087-2099.
- VACHAUD G.** (1968). *Contribution à l'étude des problèmes d'écoulement en milieux poreux non saturés*. Thèse de Docteur ès Sciences Physiques. Université de Grenoble, 159 p.
- VACHAUD G. , THONY J.L.** (1971). *Hysteresis during infiltration and redistribution in a soil column at different initial water contents*. Water Resources Research, Vol. 7, N° 1, pp. 111-127.
- VALORIN F.** (1989). *Gestion des eaux : alimentation en eau-assainissement*. Ed. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris; annexe 3, pp. 385-437.
- VALIRON F. , TABUCHI J. P.** (1992). *Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie : état de l'art*. Ed. Lavoisier, Sci. & Doc., Paris, 564 p.
- VAN de GIESEN N.C. , PARLANGE J.-Y. , STEENHUIS T.S.** (1994). *Transient flow to open drains: Comparison of linearised solutions with and without the Dupuit assumption*. Water Resources Research, Vol. 30, N° 11, pp. 3033-3039.
- VAN GENUCHTEN M. TH.** (1980). *A closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils*. Soil Sci. Soc. AM. J., Vol. 44, pp. 892-898.
- VAUCLIN M.** (1975). *Etude expérimentale et numérique du drainage de nappes à surface libre. Influence de la zone non saturée*. Thèse de Docteur ès Sciences Physiques, Université de Grenoble, 196 p.
- VAUCLIN M., KHANJI D., VACHAUD G.** (1976). *Etude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre, avec prise en compte de la zone non saturée*. Journal de Mécanique, Vol. 15, N° 2, pp. 307-348.
- VAUCLIN M., KHANJI D., VACHAUD G.** (1979). *Experimental and Numerical Study of a Transient, Two-Dimensional Unsaturated - Saturated water table recharge Problem*. Water Resources Research, Vol. 15, N° 5, pp. 1089-1101.



- VAUCLIN M., HAVERKAMP R., VACHAUD G. (1979). *Résolution numérique d'une équation de diffusion non linéaire. Application à l'infiltration de l'eau dans les sols non saturés*. Presses Universitaires de Grenoble, 183 p.
- VEN TE CHOW (1959). *Open-channel hydraulics*. Ed. Mc GRAW-HILL Book Company, New York, 680 p.
- VERMA R.D. , BRUTSAERT W. (1971). *Unsteady free surface groundwater*. Journal of the Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 97, N° HY8, pp. 1213-1229.
- VERRUIJT A. (1972). *Solution of transient groundwater flow problems by the finite element method*. Water Resources Research, Vol. 8, N° 3, pp. 725-727.
- WADA Y. , MIURA H. (1990). *Effect and evaluation of storm runoff control by permeable combined infiltration facilities for controlling storm runoff*. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage, OSAKA, Japon, pp. 789-794.
- WANG Q.J. , DOOGUE J.C.I. (1994). *Limiting cases of water fluxes at the land surface*. Journal of Hydrology, Vol. 155, pp. 429-440.
- WARRICK A.W. , LOMEN D.O. , ISLAS A. (1990). *An analytical solution to Richards' equation for a draining soil profile*. Water Resources Research, Vol. 26, N° 2, pp. 253-258.
- WARRICK A.W. (1991). *Numerical approximations of Darcian flow through unsaturated soil*. Water Resources Research, Vol. 27, N° 6, pp. 1215-1222.
- WARRICK A.W. (1993). *Unsaturated-saturated flow near a quasi-linear line source*. Water Resources Research, Vol. 29, N° 11, pp. 3759-3762.
- WATSON K.K. , SARDANA V.A. , SANDER G.C. (1995). *Comparison of analytical and numerical results for constant flux infiltration*. Journal of hydrology, Vol. 165, pp. 101-112.
- WISE W.R. , CLEMENT T.P. , MOLZ F.G. (1994). *Variably saturated modeling of transient drainage : sensitivity to soil properties*. Journal of Hydrology, Vol. 161, pp. 91-108.
- XIA R. , YEN B.C. (1994). *Significance of averaging coefficients in open-channel flow equations*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, N° 2, pp. 169-190.
- YEN B.C. , AKAN A.O. (1983). *Effects of soil properties on overland flow and infiltration*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 21, N° 2, pp. 153-172.



- ZAIDEL J. , RUSSO D. (1992).** *Estimation of finite difference interblock conductivities for simulation of infiltration into initially dry soils.* Water Resources Research, Vol. 28, N° 9, pp. 2285-2295.
- ZAIDI K. (1986).** *Hydraulique au voisinage du drain enrobé ou placé dans une tranchée de drainage.* Thèse de Doctorat de l'université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 122 p + annexes.
- ZAIED N. (1995).** *Comportement du décanteur secondaire d'une station d'épuration à boues activées en aération prolongée soumises à des pointes de débit.* Thèse de Doctorat de l'Université Louis Pasteur, Strasbourg, 215 p.
- ZAYANI K. (1987).** *L'infiltration dans les sols avec croûte. Etude expérimentale, numérique et quasi analytique.* Thèse de Docteur de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, 139 p.
- ZAYANI K., VACHAUD G., ENNABLI N. (1992).** *Estimation of Unsaturated Hydraulic Conductivity from inflow data.* Journal of Hydrology, 138, pp. 503-514.
- ZHANG T. , BERNDTSSON R. (1991).** *Analysis of soil water dynamics in time and space by use of pattern recognition.* Water Resources Research, Vol. 27, N° 7, pp. 1623-1636.
- ZHAO D.H. , SHEN H.W. , TABIOS G.Q. , LAI J.S. , TAN W.M. (1994).** *Finite-volume two-dimensional unsteady-flow model for river basins.* Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 120, N° 7, pp. 863-883.
- ZIENKIEWICZ O.C. (1971).** *The finite element method.* Ed. McGRAW-HILL company (UK), England (Third edition), 787 p.
- ZIMMER D. (1988).** *Transferts hydriques en sols drainés par tuyaux enterrés. compréhension des débits de pointe et essai de typologie des schémas d'écoulement.* Thèse de Doctorat de l'université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 321 p.
- ZIMMERMAN R.W. , CHEN G. , HADGU T. , BODVARSSON G.S. (1993).** *A numerical dual porosity model with semianalytical treatment of fracture/matrix flow.* Water Resources Research, Vol. 29, N° 7, pp. 2127-2137.
- ZITTA V.L. , VIGGERT J.M. (1971).** *Flood routing in channels with bank seepage.* Water Resources Research, Vol. 7, N° 5, pp. 1341-1345.

# ANNEXES

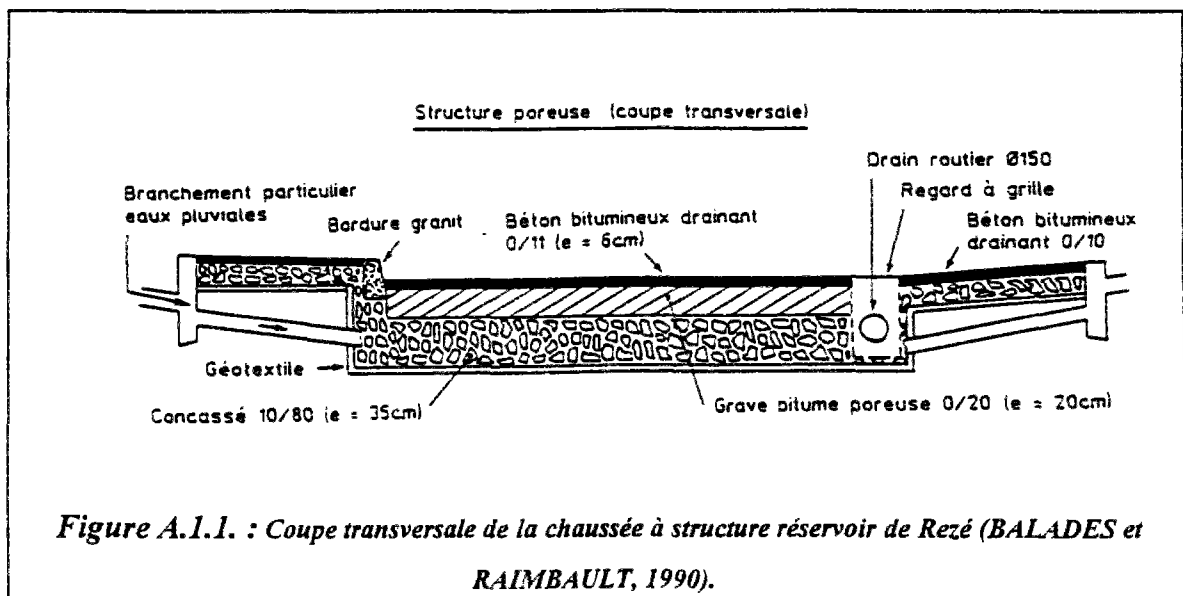


## **ANNEXE 1**

**Exemples de réalisations des structures  
réservoirs en France**

### A.1.1. Reconstruction de la rue de la Classerie à REZE (Loire Atlantique) d'après (BALADES et RAIMBAULT, 1990)

L'exutoire des eaux pluviales de cette rue (700 mètres de long) est un ruisseau drainant une zone partiellement urbanisée. Cet exutoire est insuffisant et pourrait poser des problèmes d'inondation. Le choix d'une structure réservoir, pour la réfection de cette rue a pu permettre de préserver l'avenir et de faire une économie d'environ 5% par rapport à une solution traditionnelle en considérant l'assainissement pluvial et la voirie. Le réservoir de cette structure poreuse, constitué de matériaux concassés 10/80 et ayant une porosité utile de 36%, a une capacité de stockage d'environ 800 m<sup>3</sup>, ce qui correspond à plus de trois fois la pluie de période de retour décennale. Cette structure réservoir permet ainsi de recevoir les eaux de toiture des riverains. Le recueil des eaux pluviales se fait par infiltration de la pluie au travers d'un enrobé drainant. L'évacuation des eaux, stockées dans le réservoir poreux, se fait principalement par des drains transversaux placés aux points bas du profil (cf. figure A.1.1) et en partie par infiltration dans le sol support (un géotextile sert d'anticondaminant).



Le suivi expérimental de cette structure réservoir montre bien l'effet positif sur l'écrêtement des débits de pointe (cf. figure A.1.2.) des événements pluvieux par rapport à un bassin versant imperméabilisé.

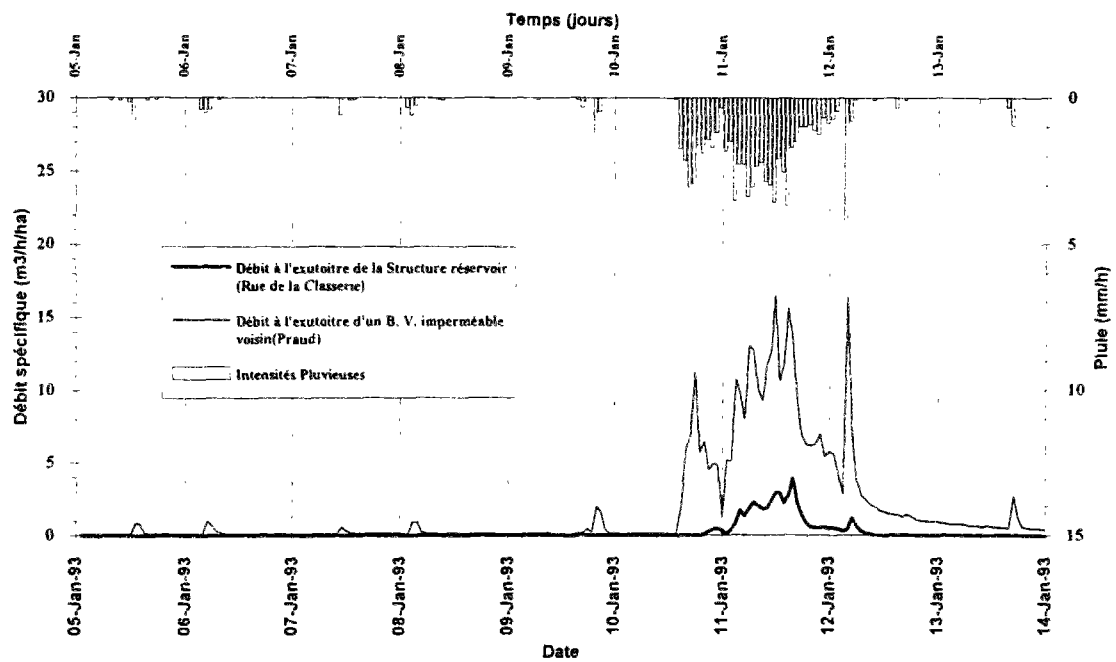
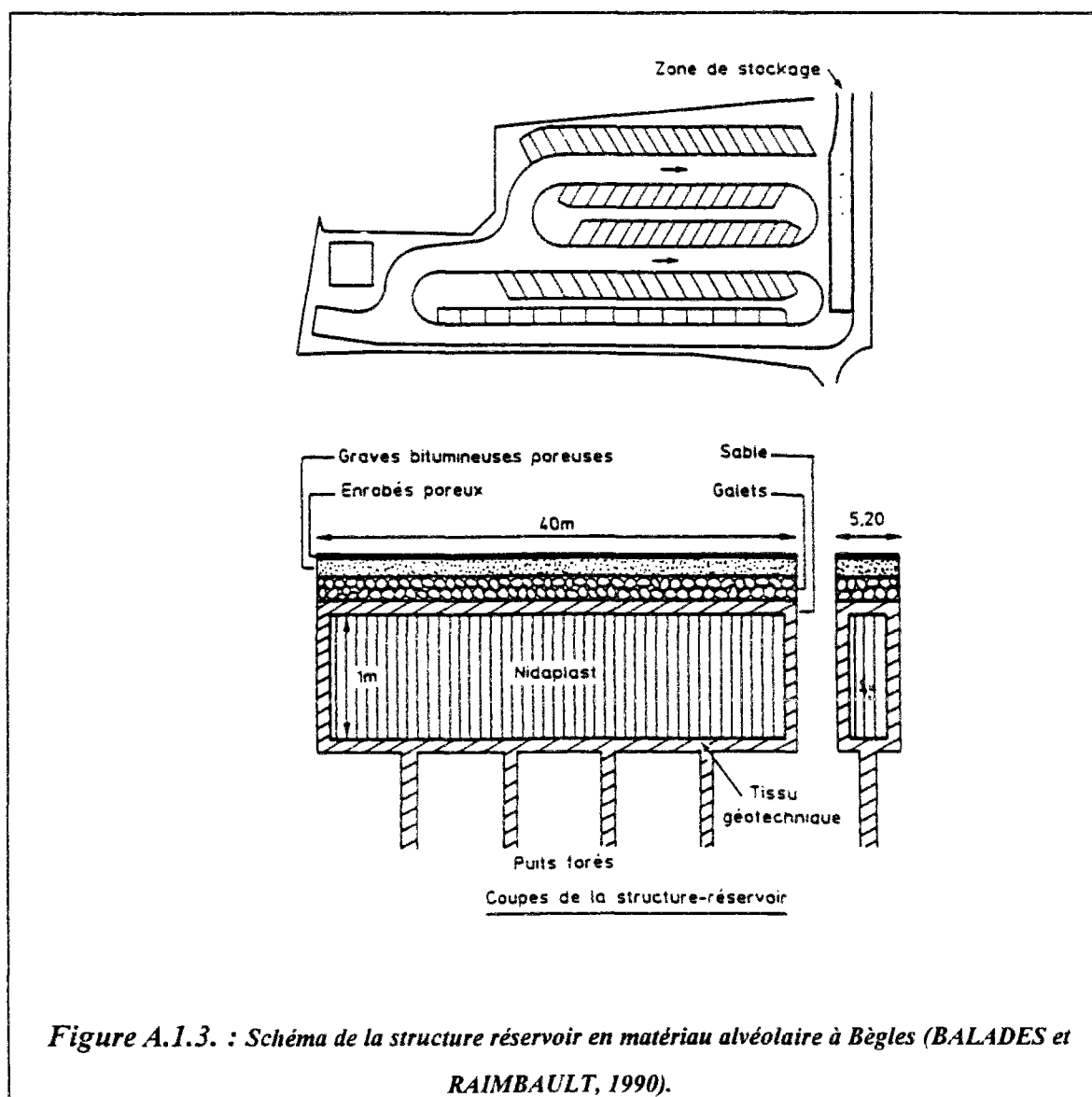


Figure A.1.2. : Exemple d'écroulement du débit par la structure réservoir de la rue de la Classerie (Loire Atlantique).



### A.1.2. Bassin alvéolaire sous un parking, place du 14 juillet à Bègles (Gironde), d'après (BALADES et RAIMBAULT, 1990)

La réalisation de ce parking, compte tenu de l'insuffisance des canalisations en aval, imposait le stockage des eaux pluviales et leur infiltration sur place dans le sol support de perméabilité  $10^{-4}$  m/s. Le réservoir de ce parking, réalisé en matériau poreux à structure alvéolaire (NIDAPLAST) de 1 mètre de hauteur sur une superficie de 200 m<sup>2</sup>, (cf. figure A.1.3.), permet la rétention de la pluie décennale. L'eau de pluie s'infiltre dans l'ouvrage en surface à travers un enrobé drainant. En cas de colmatage de ce dernier, des avaloirs de sécurité, reliés à des drains de diffusion d'eau, peuvent assurer l'injection des eaux pluviales.

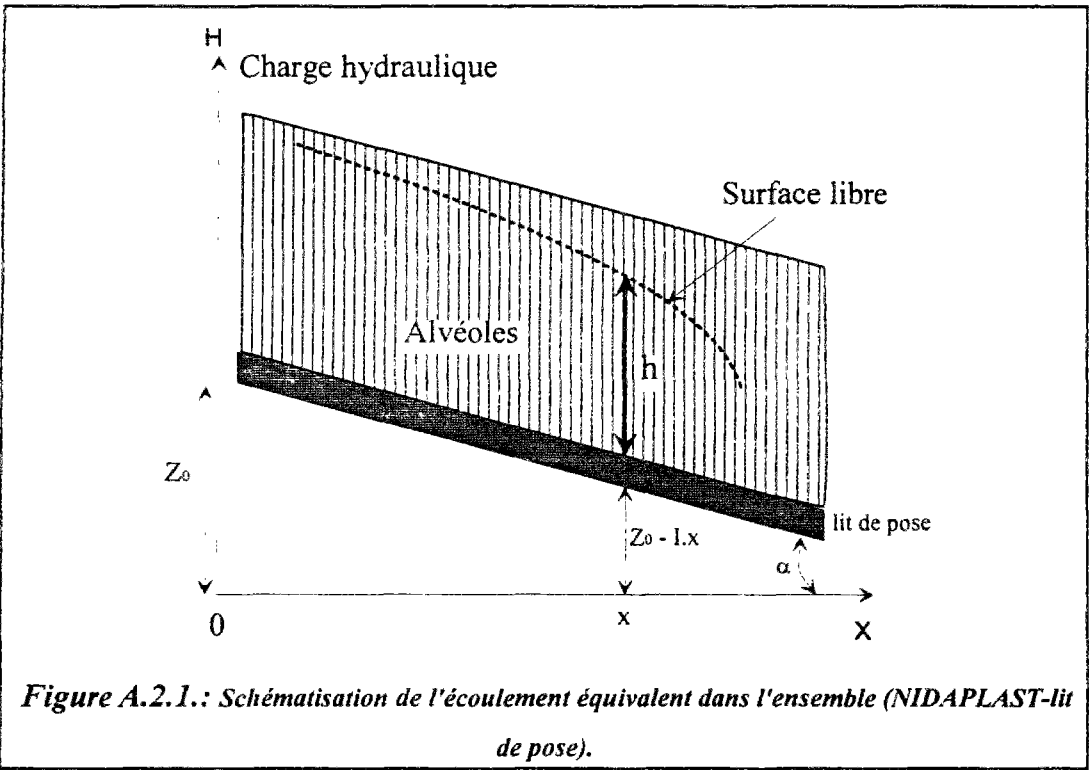


## **ANNEXE 2**

**Les écoulements dans les structures  
réservoirs alvéolaires en plastique**

Les matériaux alvéolaires en plastique tels que le NIDAPLAST (JOUSSIN, 1992) ou le GEOLIGHT sont des structures ultra-légères, de bonne résistance à la compression et d'une porosité supérieure à 90 %, pouvant être utilisées comme matériaux de stockage des eaux pluviales dans les structures réservoirs. Le NIDAPLAST a une structure d'un profilé en "nid d'abeilles" où l'eau ne circule que verticalement, la perméabilité horizontale est inexistante. Par contre, pour le GEOLIGHT, l'eau circule verticalement pour le stockage et horizontalement pour l'alimentation et la vidange de la structure réservoir.

Des essais expérimentaux (GAUTHIER et RAIMBAULT, 1987) et un essai de modélisation (RAIMBAULT, 1987; RAIMBAULT, 1989) semblent indiquer que l'écoulement latéral dans l'ensemble du matériau alvéolaire NIDAPLAST, reposant sur un lit de pose (du sable assurant la vidange de la structure) pouvait être rapproché de celui se produisant dans un milieu poreux d'épaisseur constante complètement saturé. Il a donc été supposé que l'écoulement ne se faisait que dans le lit de pose avec une "perméabilité apparente" supérieure à la perméabilité réelle de ce dernier (RAIMBAULT, 1989). Le matériau alvéolaire n'assure alors qu'une fonction de stockage. Ce problème peut être schématisé par la figure A.2.1.



La charge hydraulique totale  $H(x)$  à l'abscisse  $x$ , dans l'ensemble "matériau alvéolaire-lit de pose" par rapport au plan de référence  $OX$  est donnée par l'expression suivante :

$$H = h + e + Z_0 - I \cdot x$$

avec,

- $h(x)$  : hauteur d'eau à l'abscisse  $x$  dans les alvéoles de NIDAPLAST [L],  
 $e(x)$  : épaisseur du lit de pose à l'abscisse  $x$  [L],  
 $Z_0$  : côte amont du lit de pose [L],  
 $I$  : pente du lit de pose,  $I = \tan \alpha$ , [L/L].

S'il n'y a apport d'eau dans le NIDAPLAST que latéralement, l'équation de continuité peut s'écrire :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \text{div}(\bar{q}) = 0 \quad (\text{A.2.1})$$

avec,  $\bar{q}$  : vecteur flux ou débit par unité de largeur du lit de pose [L.T<sup>-1</sup>]

L'équation dynamique (Loi de DARCY) appliquée au lit de pose est donnée par l'expression suivante :

$$\bar{q} = -K.e.\overrightarrow{\text{grad}H} \quad \text{ou encore} \quad q_x = -K.e.\frac{\partial H}{\partial x} \quad (\text{A.2.2})$$

L'écoulement à l'interface "NIDAPLAST-lit de pose" peut être supposé de la forme :

$q_i = -A.\frac{\partial H}{\partial x}$ , avec  $A$  comme coefficient homogène à une transmissivité. Le flux total transitant dans l'ensemble "NIDAPLAST-lit de pose" peut être exprimé ainsi :

$$q = q_x + q_i = -(K.e + A).\frac{\partial H}{\partial x} = -K_{\text{eq}}.e.\frac{\partial H}{\partial x} \quad (\text{A.2.3})$$

avec,

$$K_{\text{eq}} : \text{perméabilité équivalente} : \left( K_{\text{eq}} = K + \frac{A}{e} \right)$$

La combinaison de l'équation de continuité (A.2.1) et de l'équation dynamique (A.2.3) donne l'équation d'écoulement équivalente dans l'ensemble "NIDAPLAST-lit de pose" :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = K_{\text{eq}}.e.\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \quad (\text{A.2.4})$$

L'écoulement dans l'ensemble "NIDAPLAST-lit de pose" est alors régi par l'équation de la chaleur qui permet le dimensionnement hydraulique de telles structures alvéolaires. Il est cependant nécessaire de déterminer à l'aide d'essais préalables, la perméabilité équivalente  $K_{\text{eq}}$  ou la valeur de  $A$ . Il est nécessaire aussi de valider cette modélisation d'écoulement dans l'ensemble "NIDAPLAST-lit de pose" par des données expérimentales.

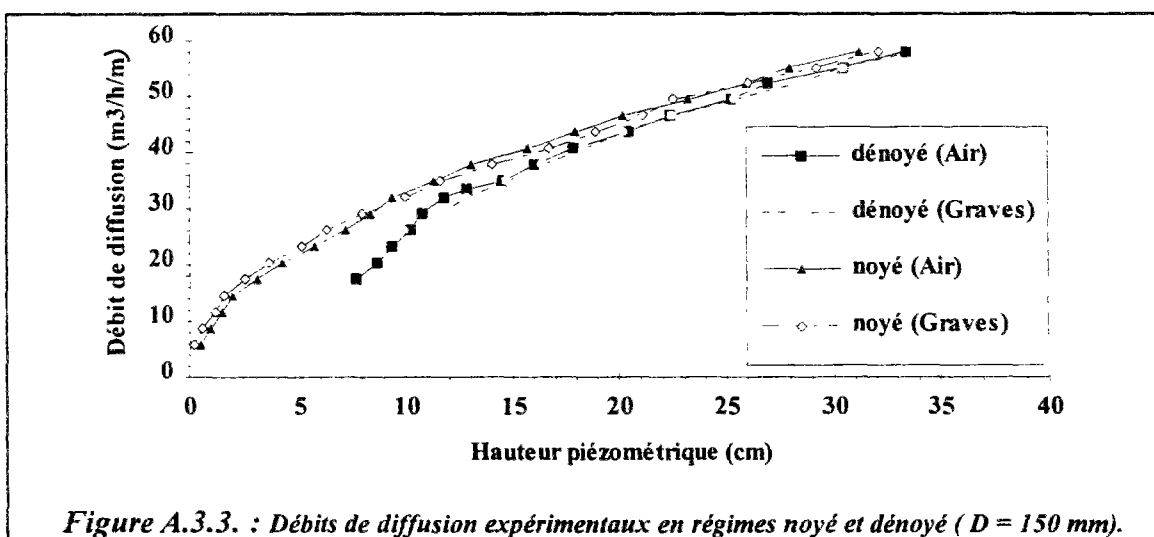
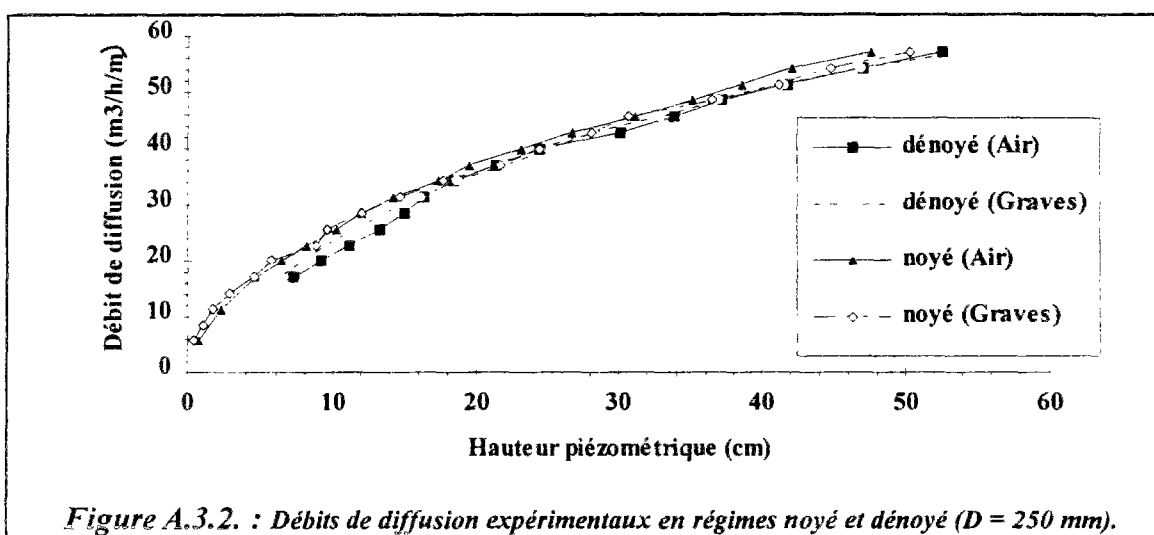
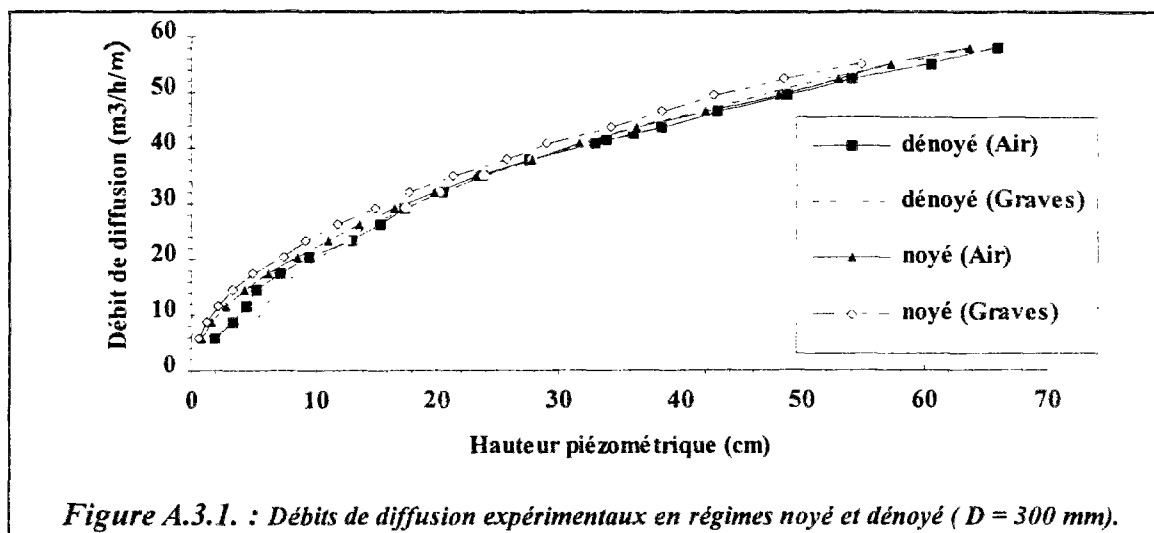


## **ANNEXE 3**

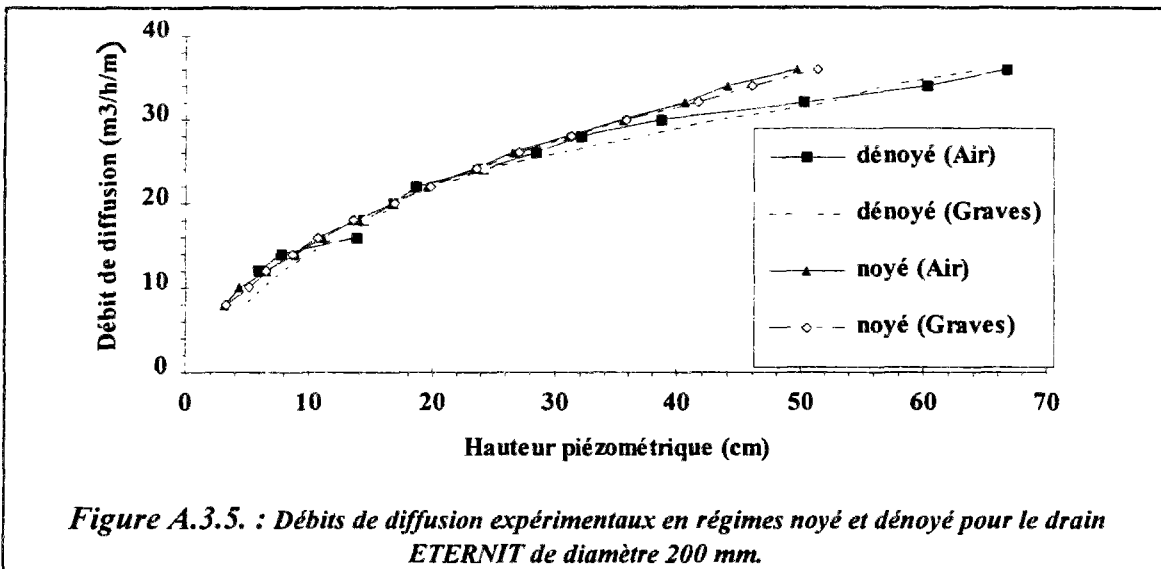
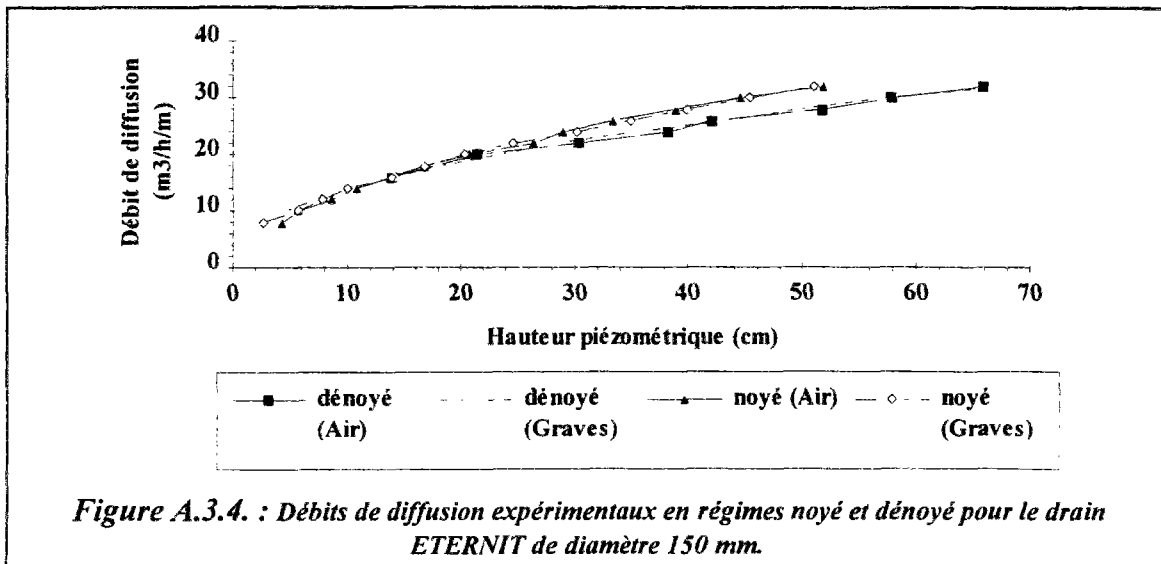
**Approche expérimentale de la diffusion  
d'eau par des petits éléments de drains**

### A.3.1. INFLUENCE DU MILIEU POREUX SUR LE DEBIT DE DIFFUSION

#### A.3.1.1. Drains routiers de type SIROWELL (D = 300 mm, 250 mm et 150 mm)



### A.3.1.2. Drains ETERNIT (D = 150 mm et 200 mm)

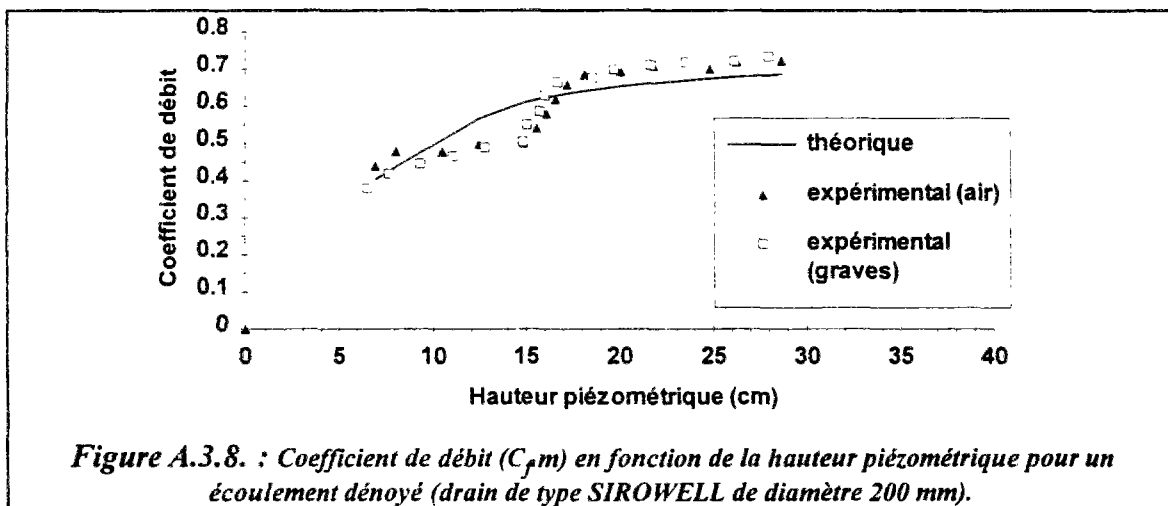
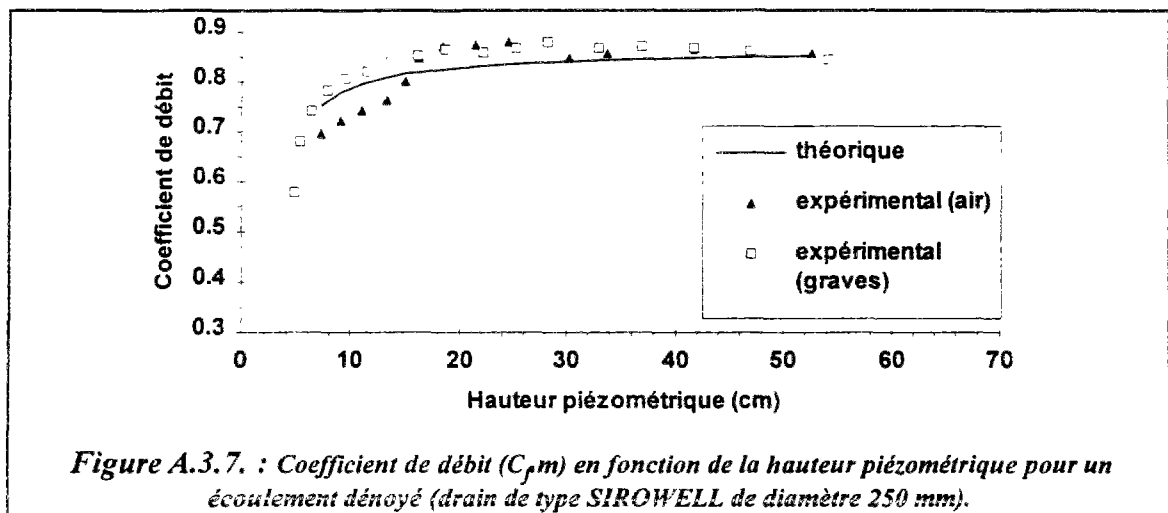
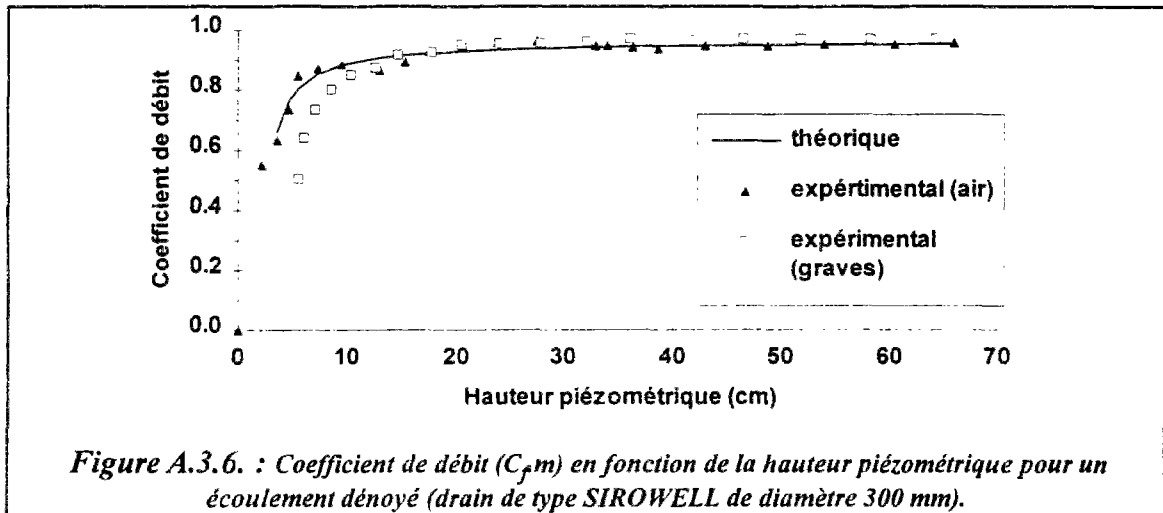


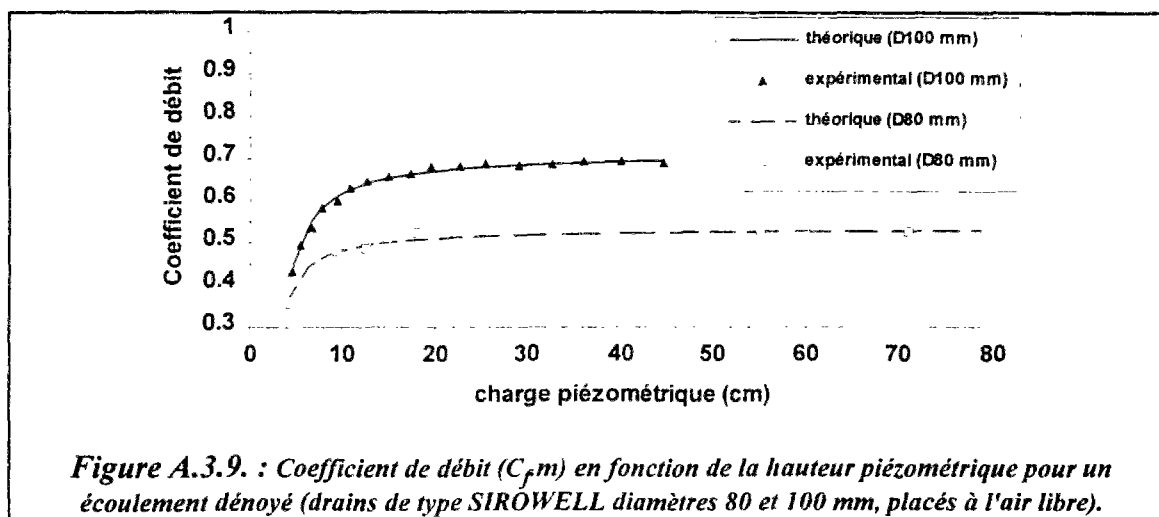


## A.3.2. COEFFICIENTS DE DEBIT

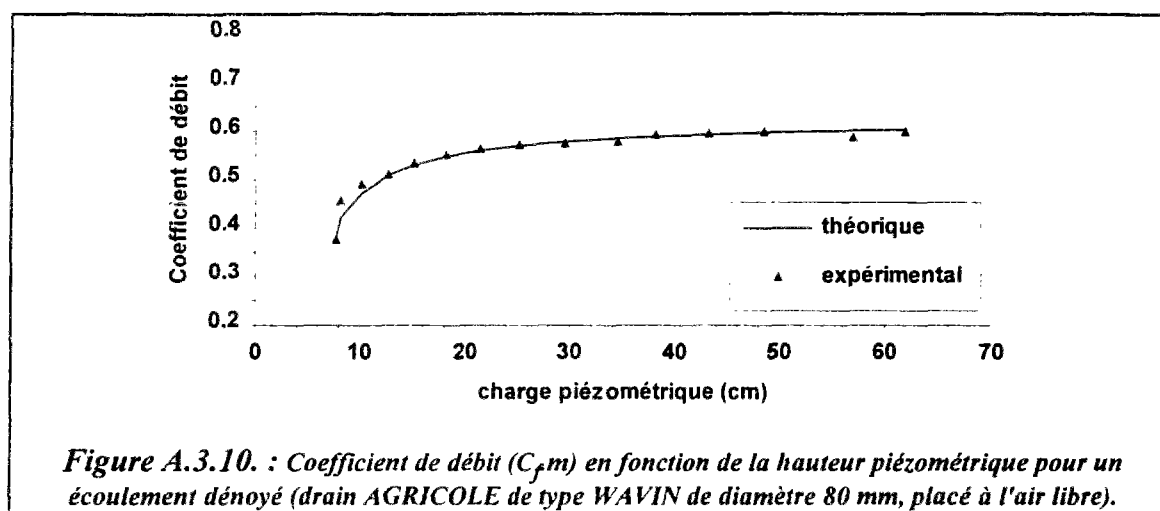
### A.3.2.1. Régime dénoyé

#### A.3.2.1.1 Drains routiers de type SIROWELL



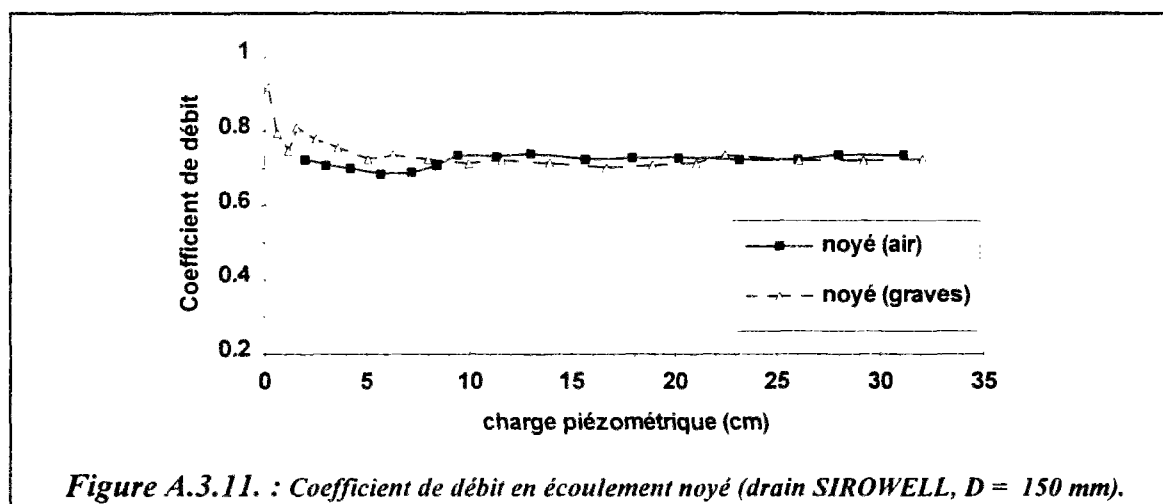


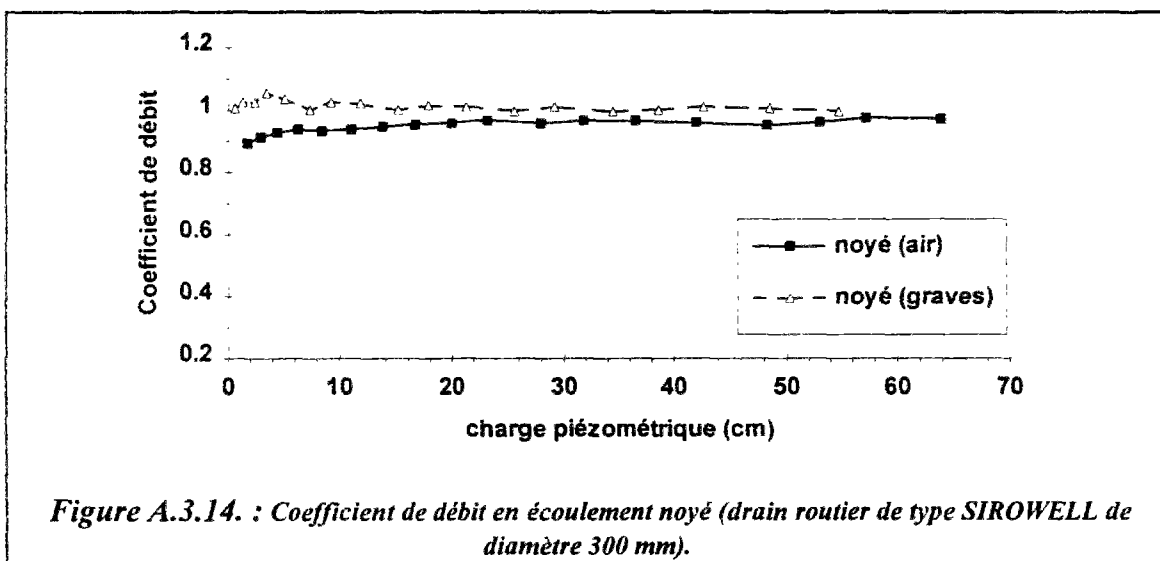
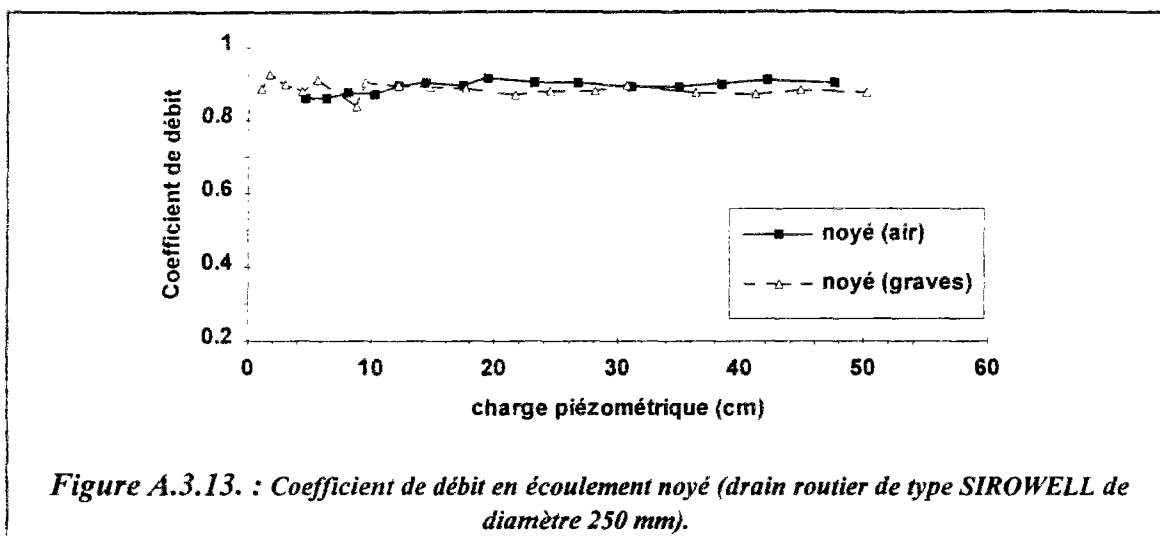
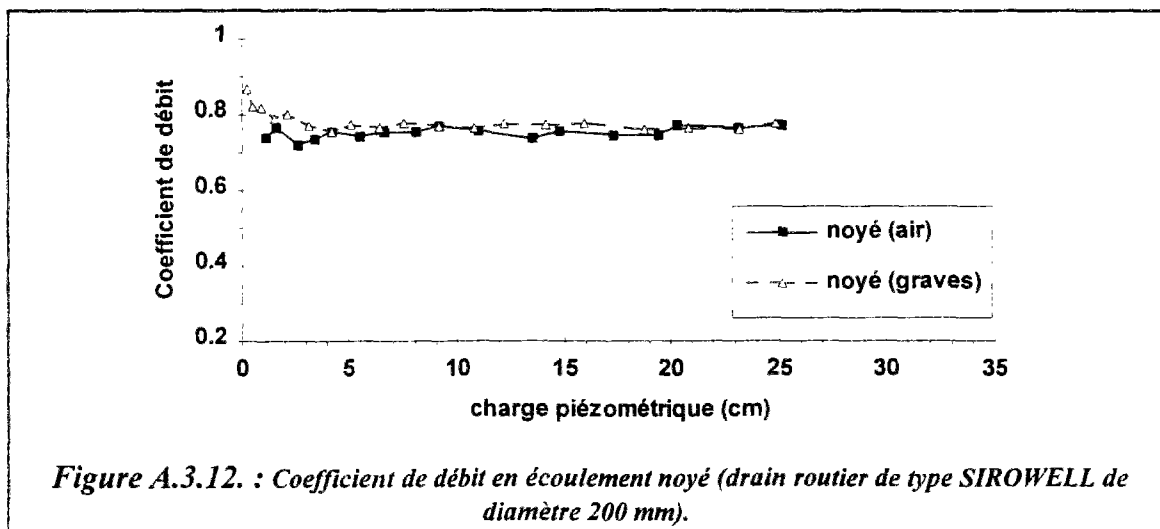
#### A.3.2.1.2 Drains AGRICOLES



#### A.3.2.2. Régime noyé

##### A.3.2.2.1. Drains routiers de type SIROWELL





### A.3.2.3. Analyse statistique des coefficients de débit mesurés

| Coefficients de : | Drain SIROWELL<br>D = 80 mm |               | Drain SIROWELL<br>D = 100 mm |               | Drain SIROWELL<br>D = 150 mm |               |
|-------------------|-----------------------------|---------------|------------------------------|---------------|------------------------------|---------------|
|                   | Contraction<br>dénoyé       | débit<br>noyé | Contraction<br>noyé          | débit<br>noyé | Contraction<br>dénoyé        | débit<br>noyé |
| Nombre de données | 17                          | 16            | 17                           | 18            | 16                           | 16            |
| Minimum           | 0.475                       | 0.526         | 0.695                        | 0.680         | 0.649                        | 0.687         |
| Maximum           | 0.560                       | 0.546         | 0.728                        | 0.712         | 0.795                        | 0.739         |
| Moyenne           | 0.535                       | 0.538         | 0.715                        | 0.700         | 0.741                        | 0.720         |
| Ecart type        | 0.025                       | 0.005         | 0.009                        | 0.009         | 0.040                        | 0.017         |

| Coefficients de : | Drain SIROWELL<br>D = 200 mm |               | Drain SIROWELL<br>D = 250 mm |               | Drain SIROWELL<br>D = 300 mm |               |
|-------------------|------------------------------|---------------|------------------------------|---------------|------------------------------|---------------|
|                   | Contraction<br>dénoyé        | débit<br>noyé | Contraction<br>noyé          | débit<br>noyé | Contraction<br>dénoyé        | débit<br>noyé |
| Nombre de données | 15                           | 17            | 15                           | 15            | 20                           | 18            |
| Minimum           | 0.620                        | 0.722         | 0.800                        | 0.861         | 0.919                        | 0.895         |
| Maximum           | 0.818                        | 0.775         | 0.913                        | 0.916         | 1.016                        | 0.977         |
| Moyenne           | 0.751                        | 0.754         | 0.865                        | 0.892         | 0.965                        | 0.950         |
| Ecart type        | 0.066                        | 0.015         | 0.040                        | 0.017         | 0.023                        | 0.022         |

| Coefficients de : | ETERNIT<br>D = 150<br>mm | ETERNIT<br>D = 200<br>mm | Drain WAVIN<br>D = 80 mm |               |
|-------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------|
|                   | débit<br>noyé            | débit<br>noyé            | Contraction<br>dénoyé    | débit<br>noyé |
| Nombre de données | 11                       | 15                       | 13                       | 11            |
| Minimum           | 0.863                    | 0.773                    | 0.611                    | 0.565         |
| Maximum           | 0.944                    | 0.885                    | 0.630                    | 0.599         |
| Moyenne           | 0.916                    | 0.845                    | 0.623                    | 0.586         |
| Ecart type        | 0.029                    | 0.032                    | 0.005                    | 0.012         |

**Tableau A.3.1. : Résultats statistiques des coefficients de débit mesurés pour en petit élément de drain.**



## **ANNEXE 4**

**Approche expérimentale de la diffusion  
d'eau par des drains suffisamment longs**

#### A.4.1. LOI DE DEBIT DE DIFFUSION

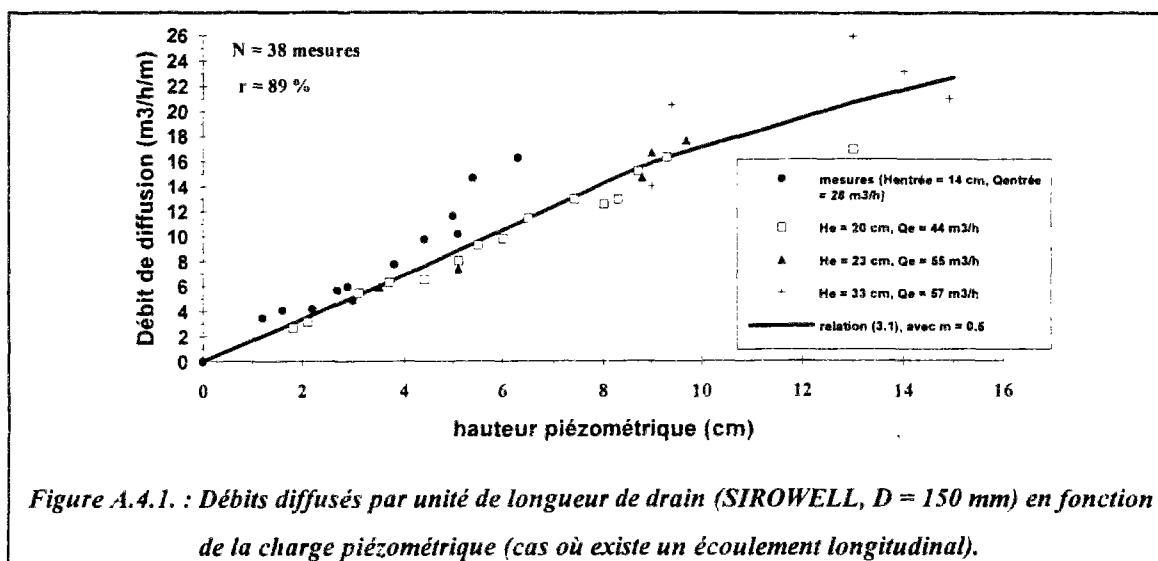


Figure A.4.1. : Débits diffusés par unité de longueur de drain (SIROWELL,  $D = 150$  mm) en fonction de la charge piézométrique (cas où existe un écoulement longitudinal).

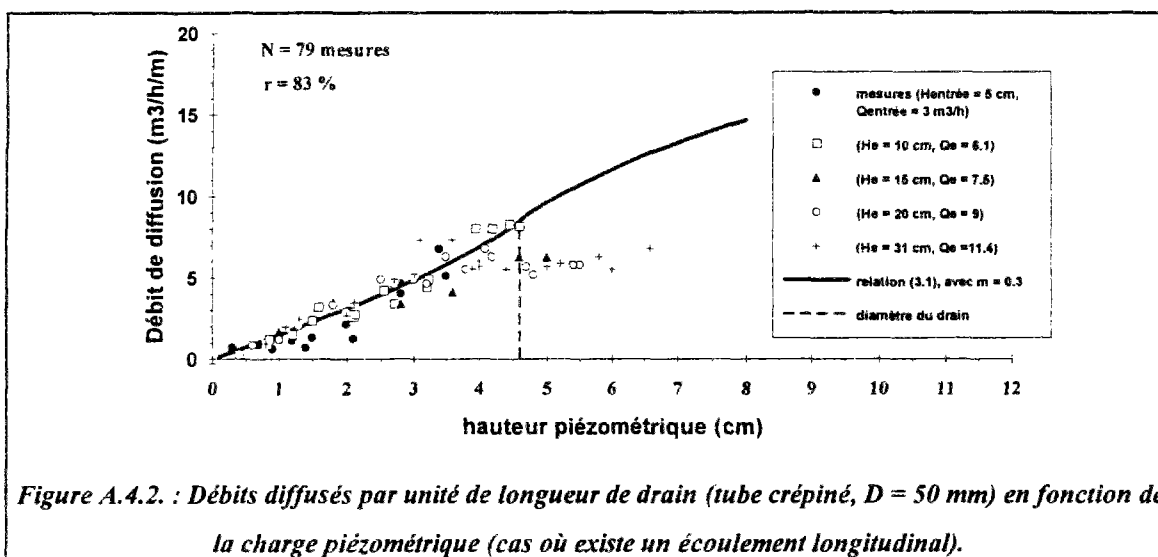


Figure A.4.2. : Débits diffusés par unité de longueur de drain (tube crépiné,  $D = 50$  mm) en fonction de la charge piézométrique (cas où existe un écoulement longitudinal).

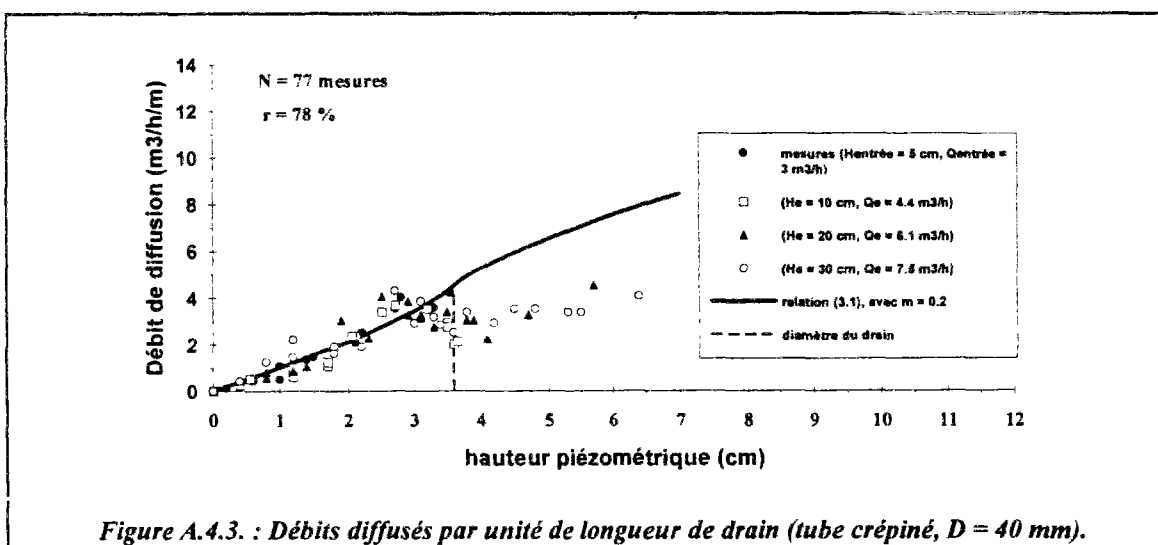


Figure A.4.3. : Débits diffusés par unité de longueur de drain (tube crépiné,  $D = 40$  mm).

A.4.2. REPARTITION LONGITUDINALE DES DEBITS

A.4.2.1. Répartition longitudinale des débits de diffusion

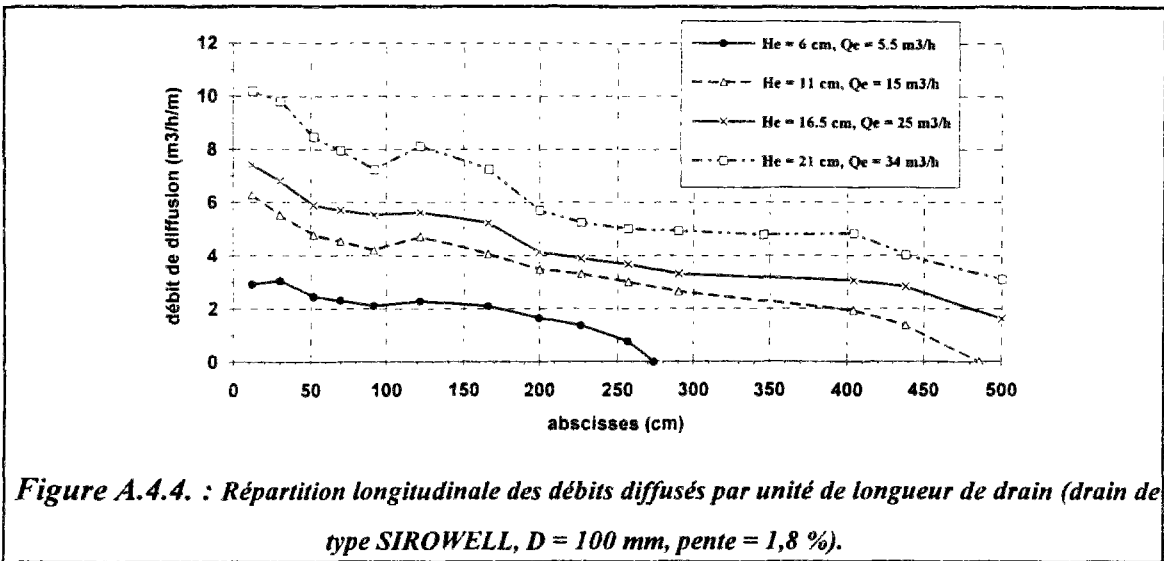


Figure A.4.4. : Répartition longitudinale des débits diffusés par unité de longueur de drain (drain de type SIROWELL, D = 100 mm, pente = 1,8 %).

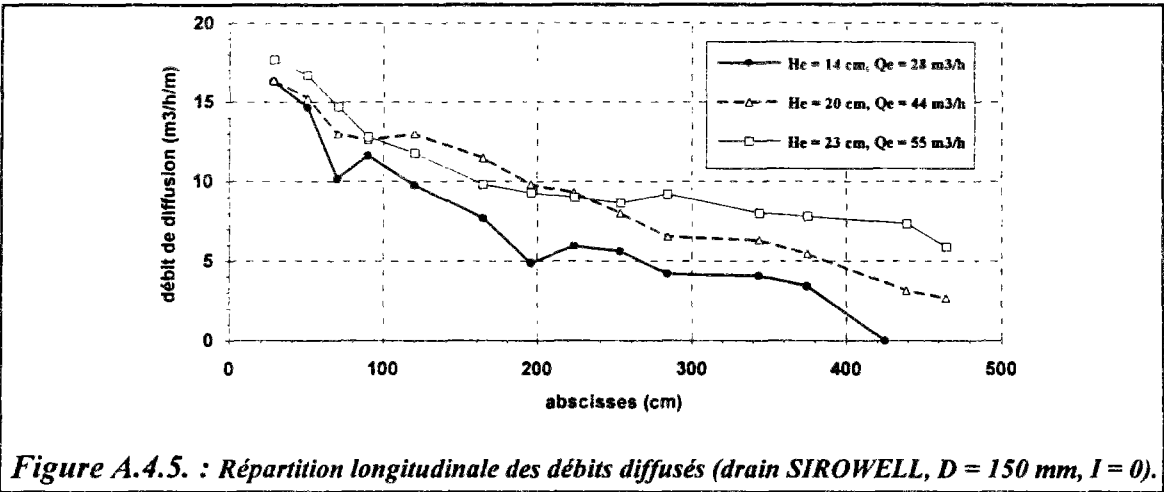


Figure A.4.5. : Répartition longitudinale des débits diffusés (drain SIROWELL, D = 150 mm, I = 0).

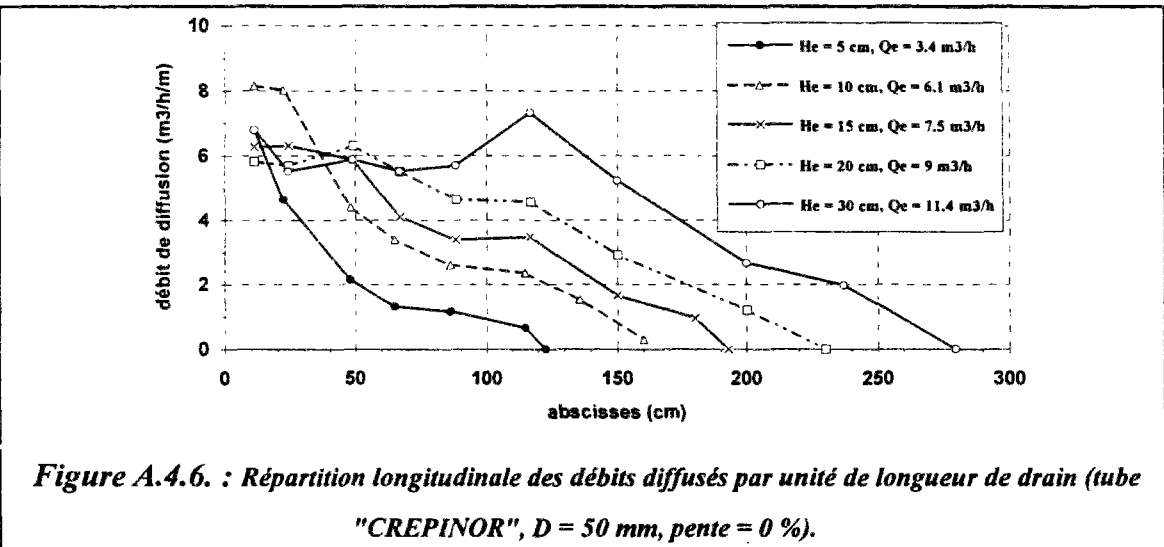


Figure A.4.6. : Répartition longitudinale des débits diffusés par unité de longueur de drain (tube "CREPINOR", D = 50 mm, pente = 0 %).



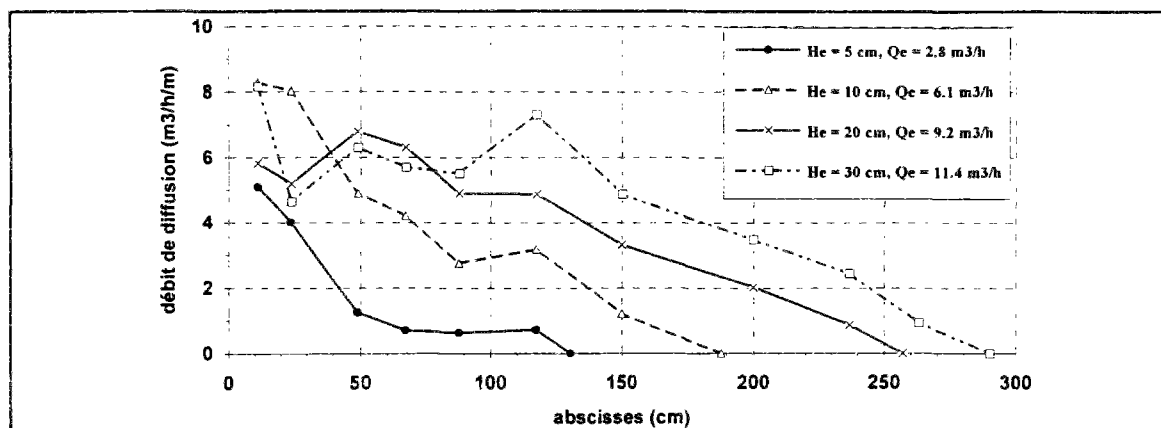


Figure A.4.7. : Répartition longitudinale des débits diffusés par unité de longueur de drain (tube "CREPINOR",  $D = 50$  mm, pente = 1,8 %).

#### A.4.2.2. Répartition longitudinale des débits d'écoulement

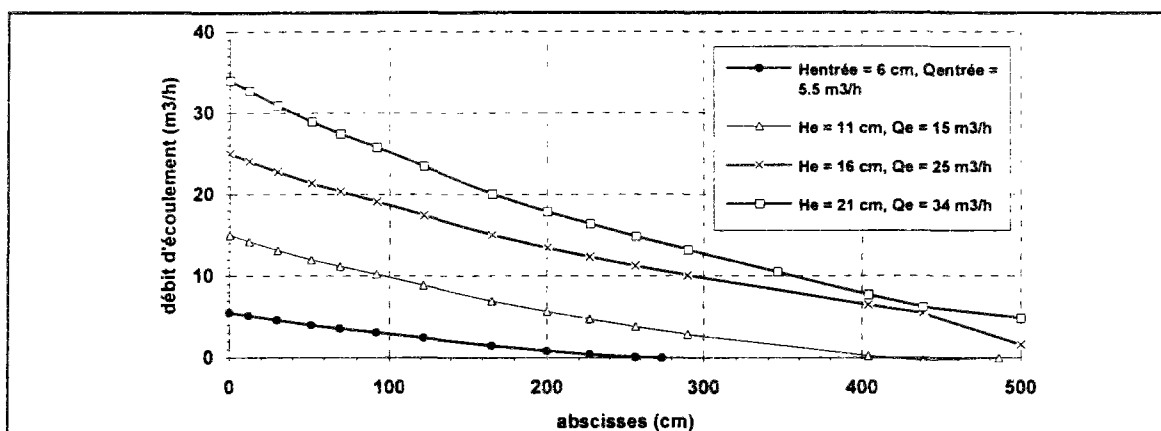


Figure A.4.8. : Répartition longitudinale des débits d'écoulement transitant dans le drain (SIROWELL,  $D = 100$  mm, pente = 1,8 %) pour différentes charges hydrauliques imposées à l'amont.

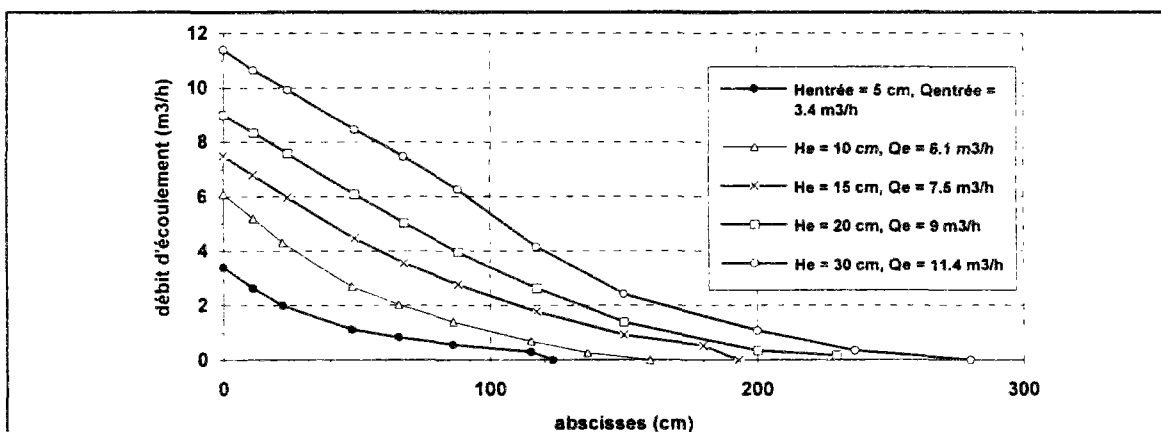


Figure A.4.9. : Répartition longitudinale des débits d'écoulement transitant dans le drain (tube "CREPINOR",  $D = 50$  mm, pente = 0 %) pour différentes charges hydrauliques imposées à l'amont.

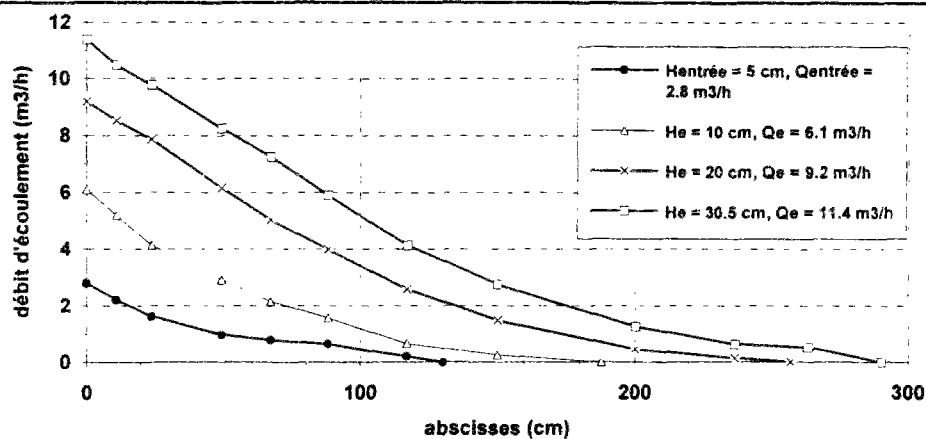


Figure A.4.10. : Répartition longitudinale des débits d'écoulement transitant dans le drain (tube "CREPINOR", D = 50 mm, pente = 2,3 %) pour différentes charges hydrauliques imposées à l'amont.

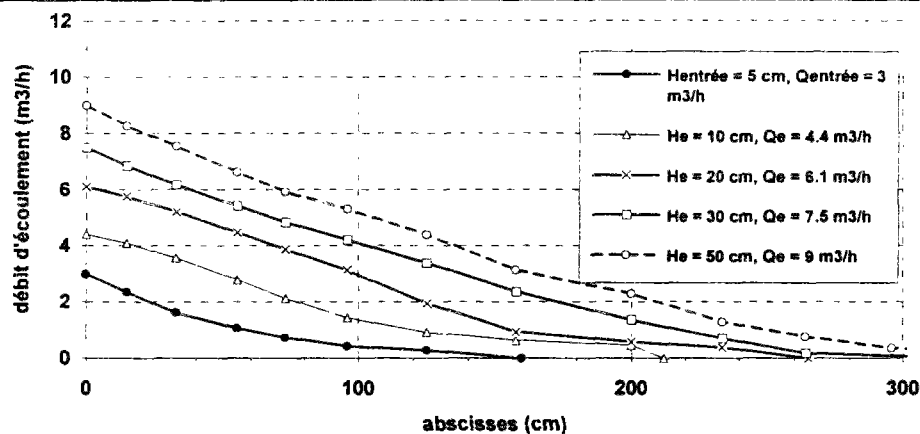


Figure A.4.11. : Répartition longitudinale des débits d'écoulement transitant dans le drain (tube "CREPINOR", D = 40 mm, pente = 0 %) pour différentes charges hydrauliques imposées à l'amont.

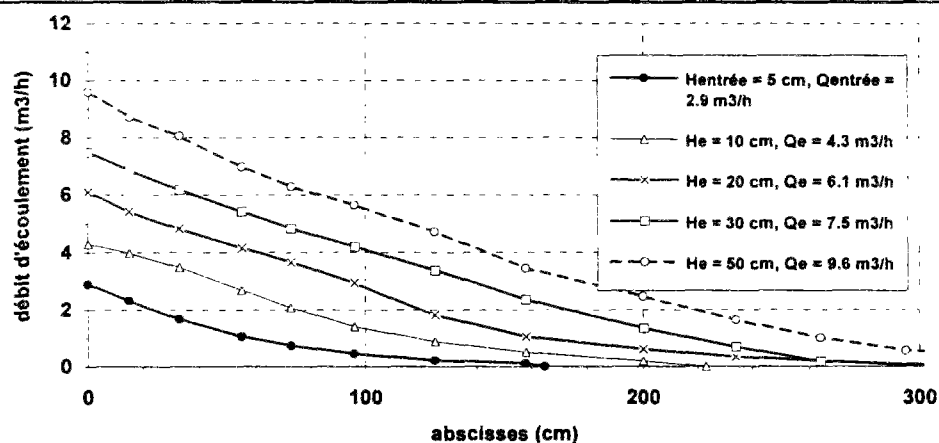


Figure A.4.12. : Répartition longitudinale des débits d'écoulement transitant dans le drain (tube "CREPINOR", D = 40 mm, pente = 2,3 %) pour différentes charges hydrauliques imposées à l'amont.



## **ANNEXE 5**

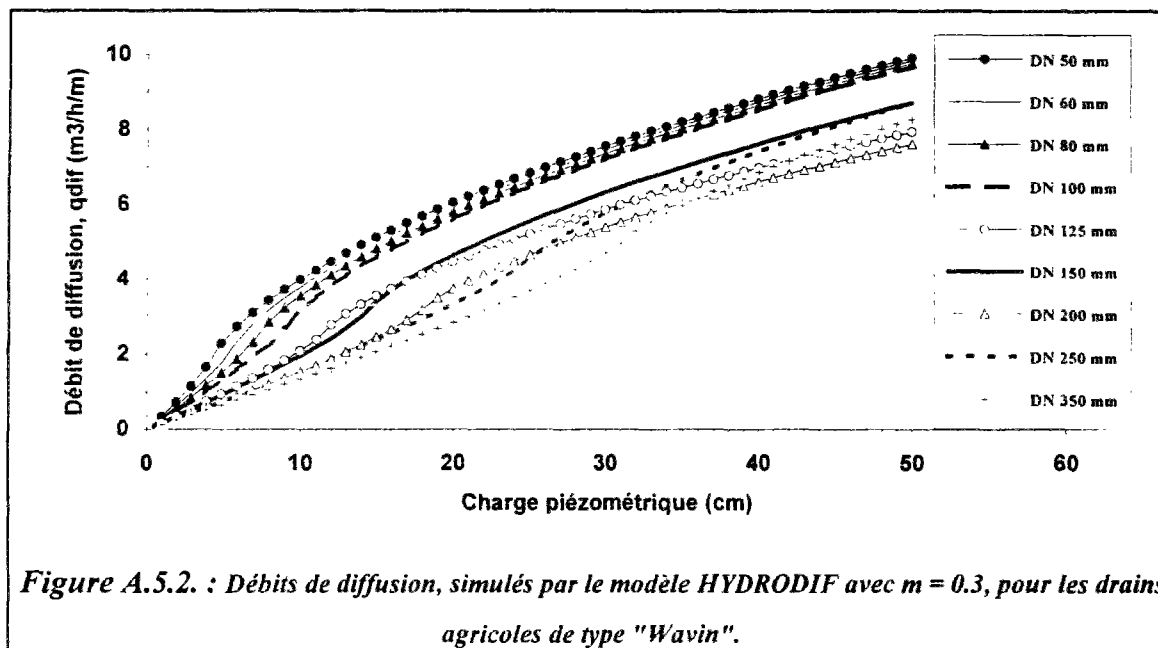
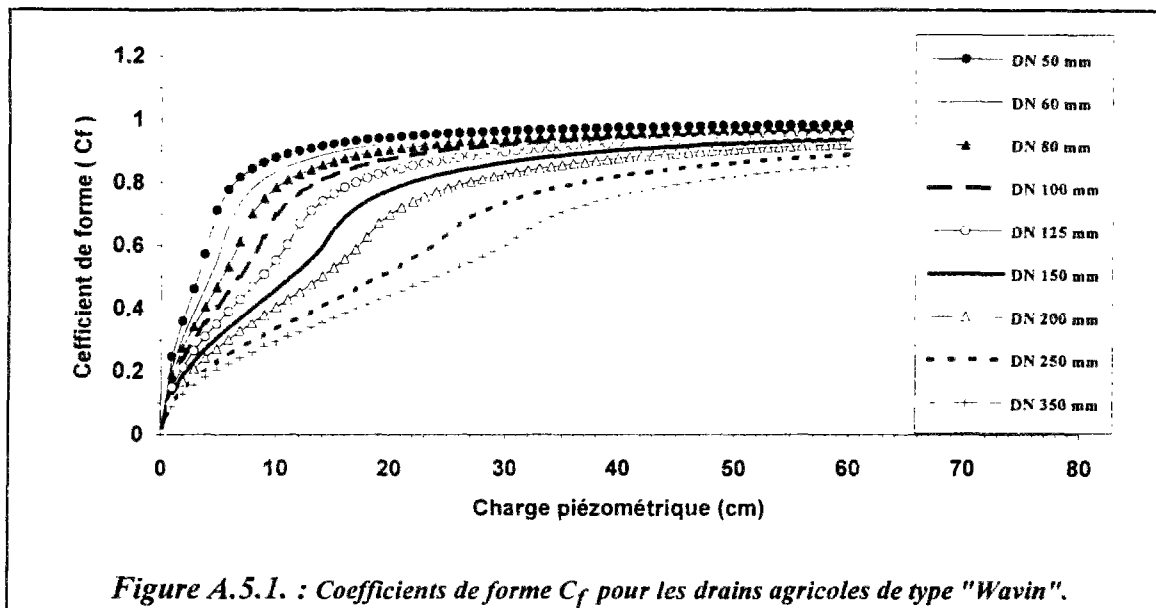
**Approche de modélisation de la diffusion  
d'eau par des drains**

## A.5.1. LOIS DE DIFFUSION D'EAU A TRAVERS LES FENTES DES DRAINS

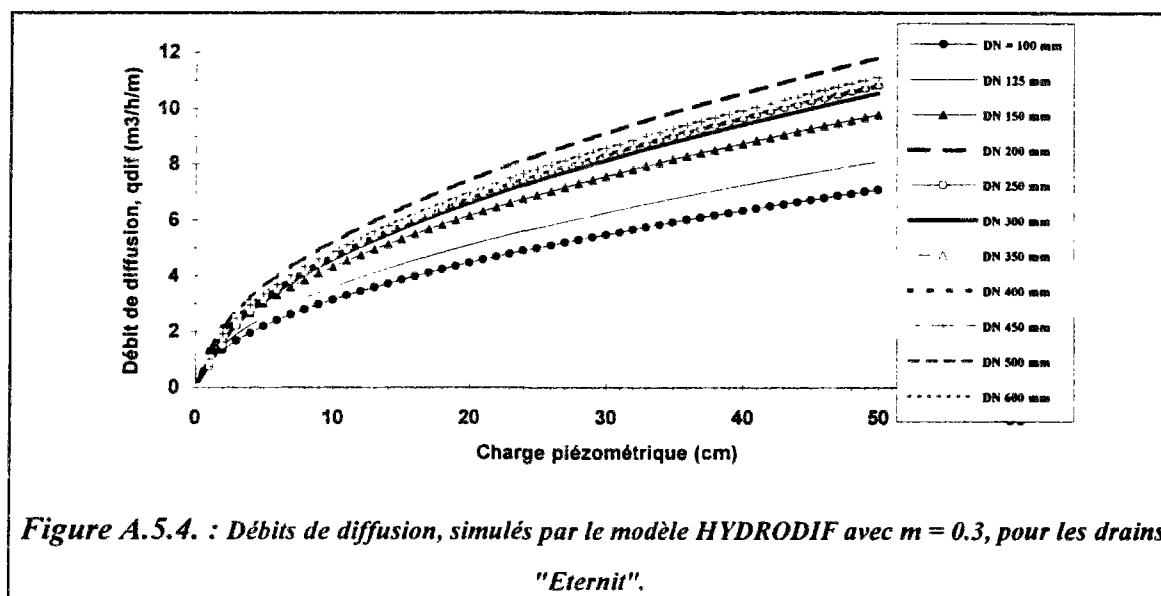
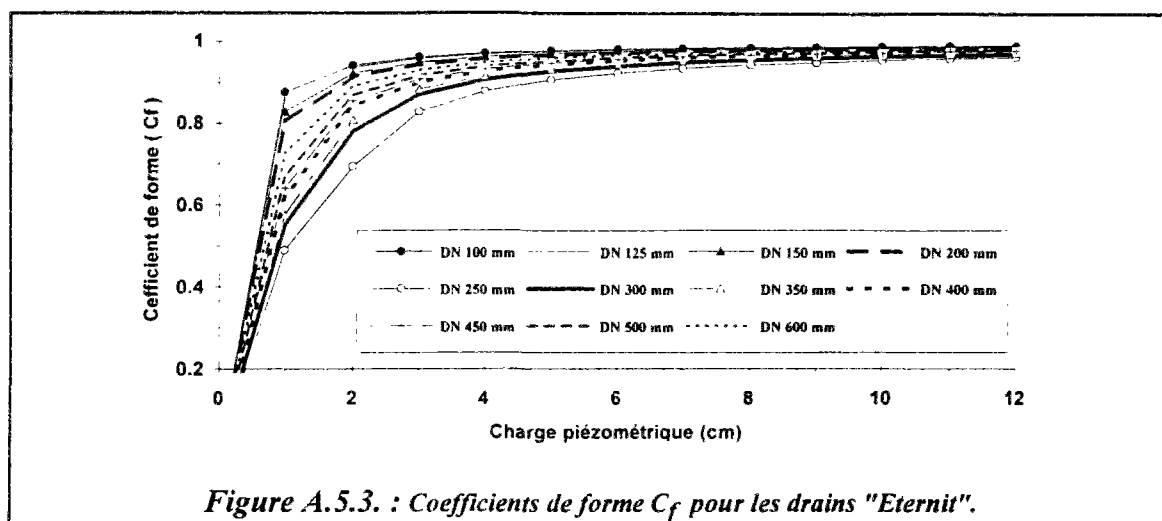
### A.5.1.1. Fentes du drain dirigées vers le bas

#### A.5.1.1.1. Régime dénoyé

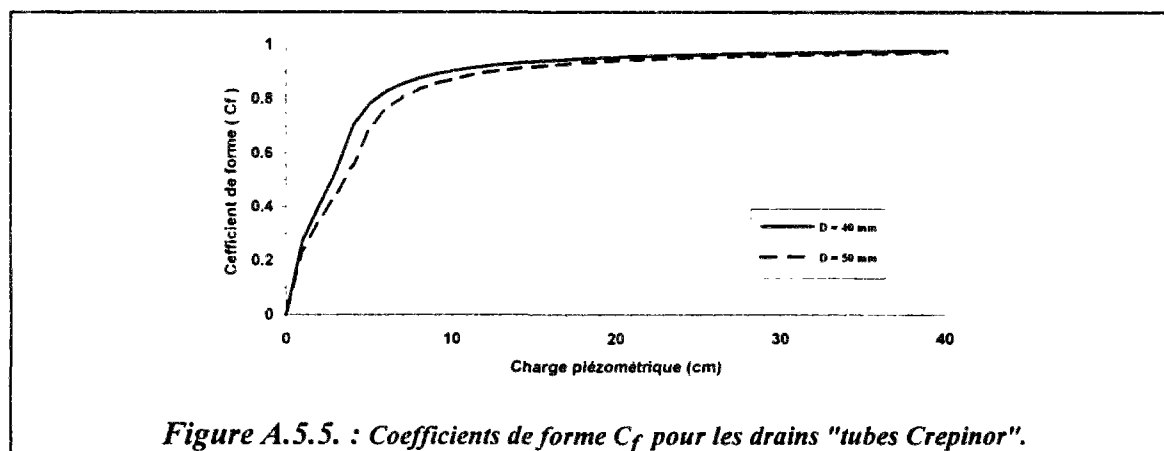
☞ Drains agricoles de type "Wavin"

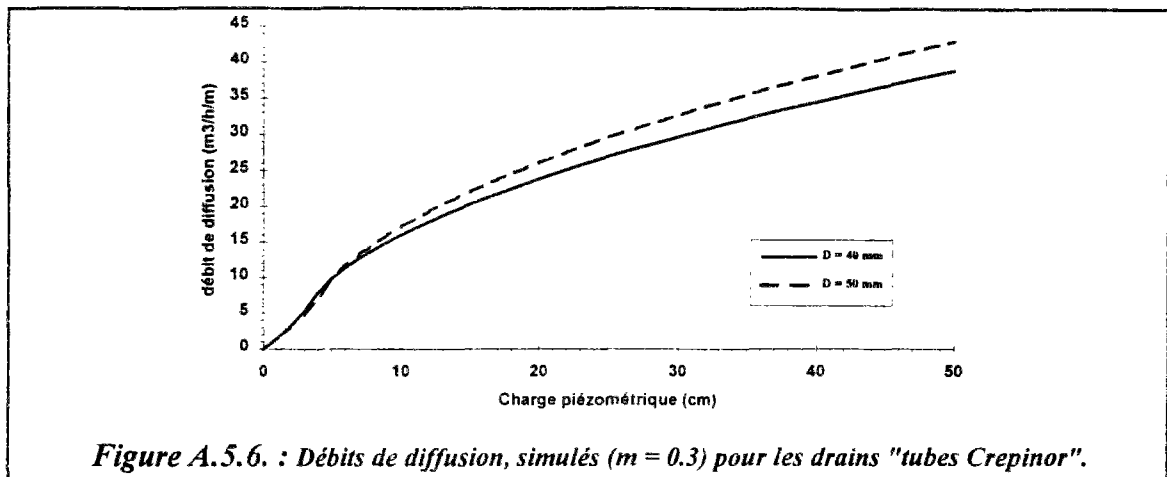


## ☞ Drains lisses en amiante ciment "Eternit"



## ☞ Tubes crépinés "Crepinor"

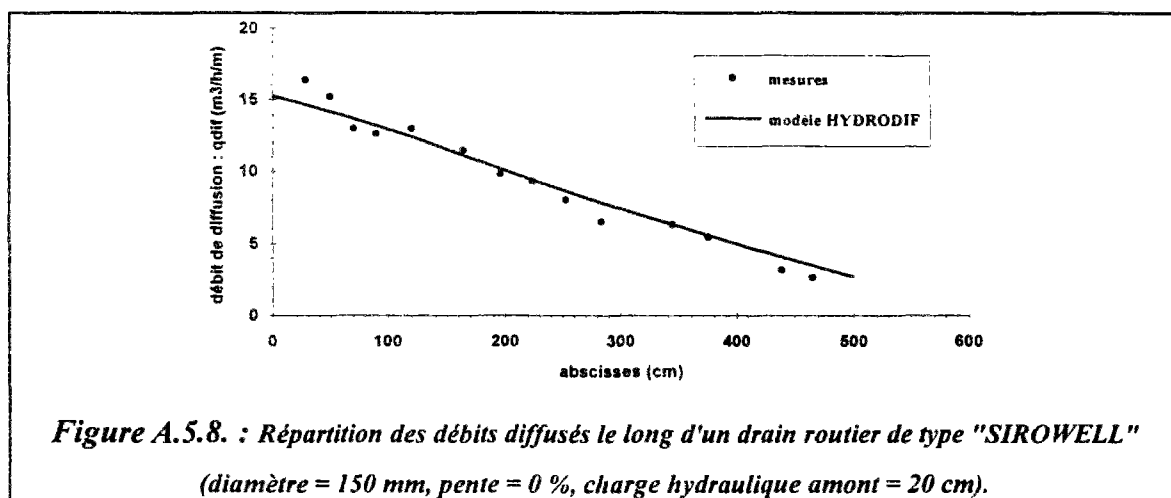
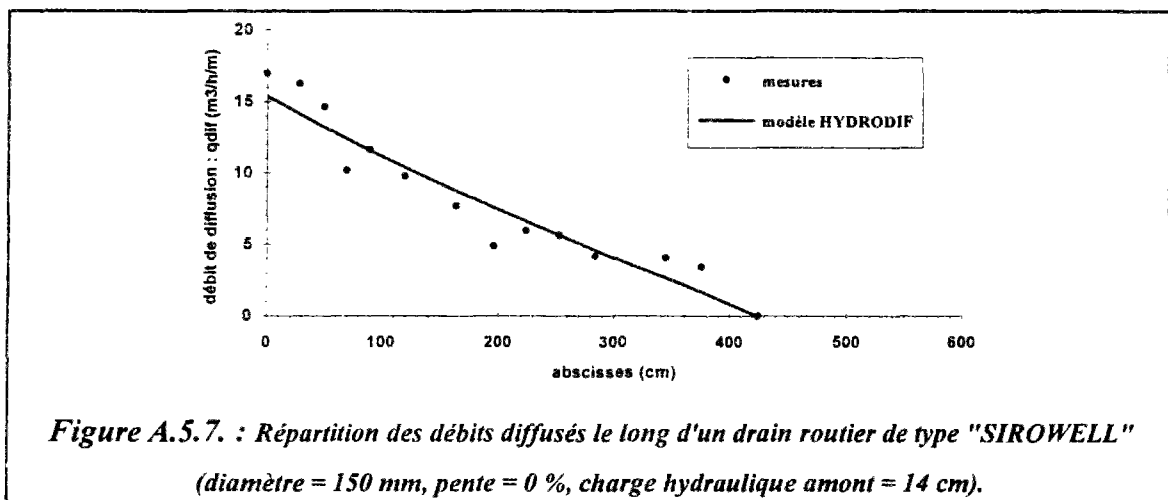


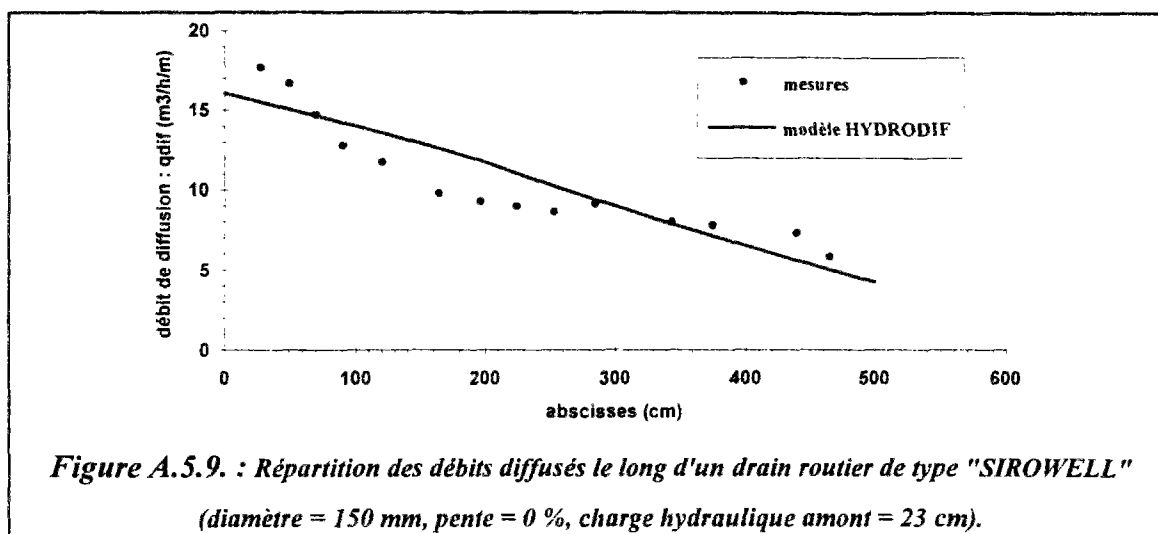


## A.5.2. VALIDATION DU MODELE HYDRODIF

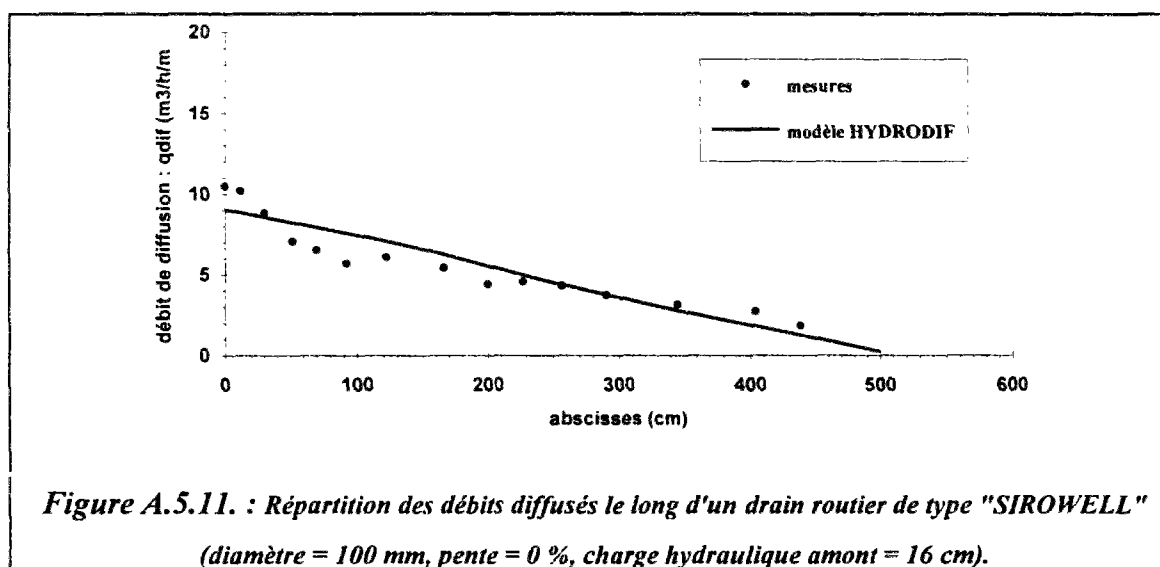
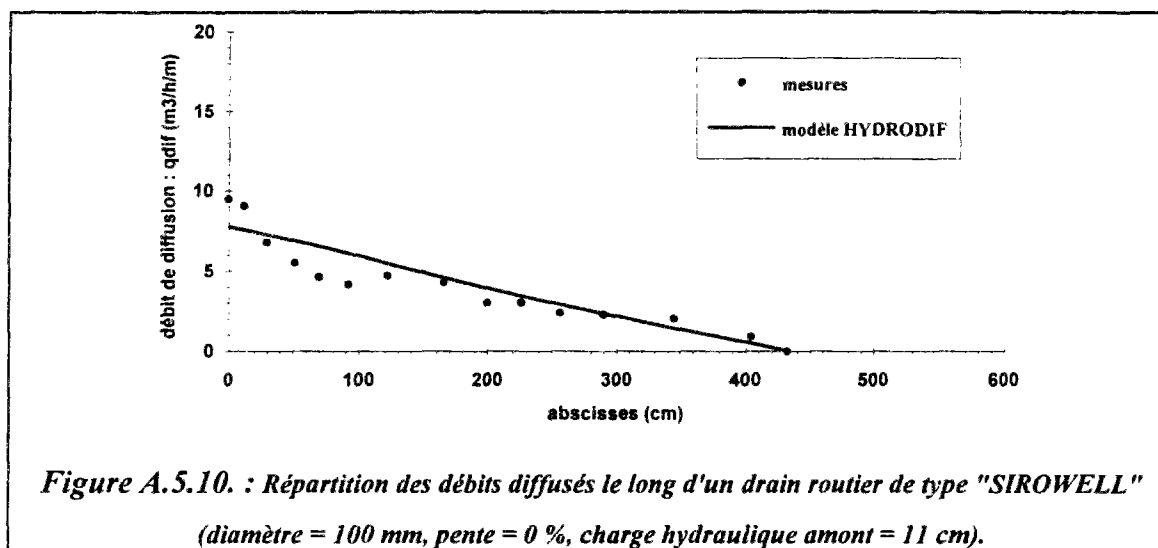
### A.5.2.1. Ajustement des débits diffusés le long du drain

#### A.5.2.1.1. Drain de type "SIROWELL" (diamètre = 150 mm, pente = 0 %)

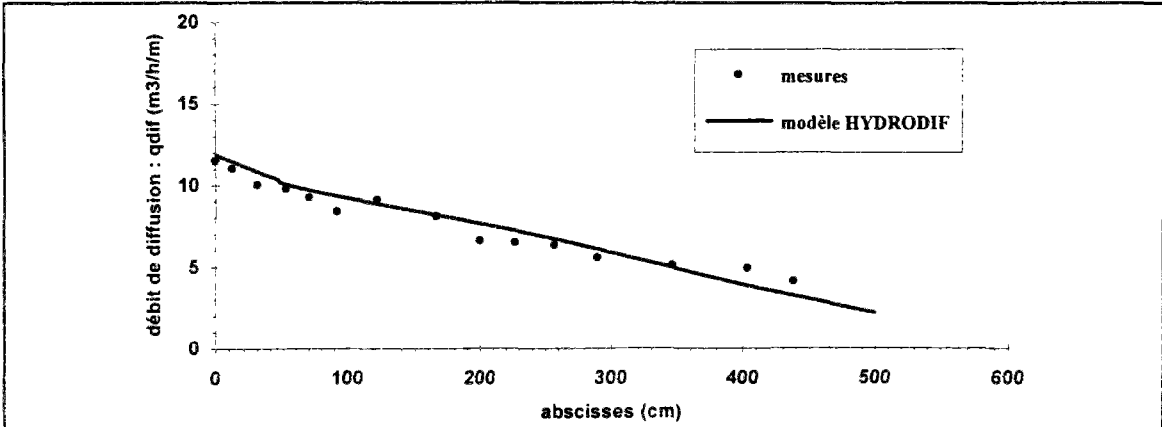




#### A.5.2.1.2. Drain de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 0 %)

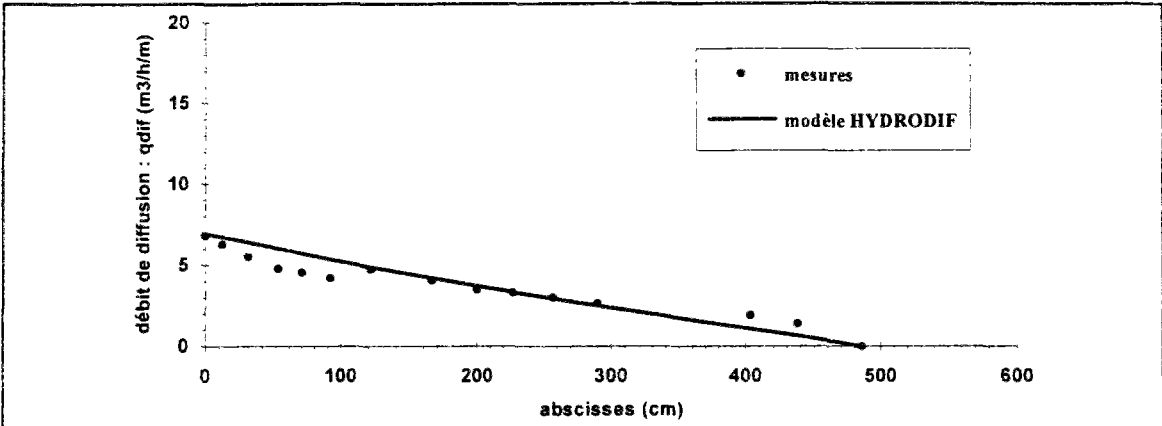




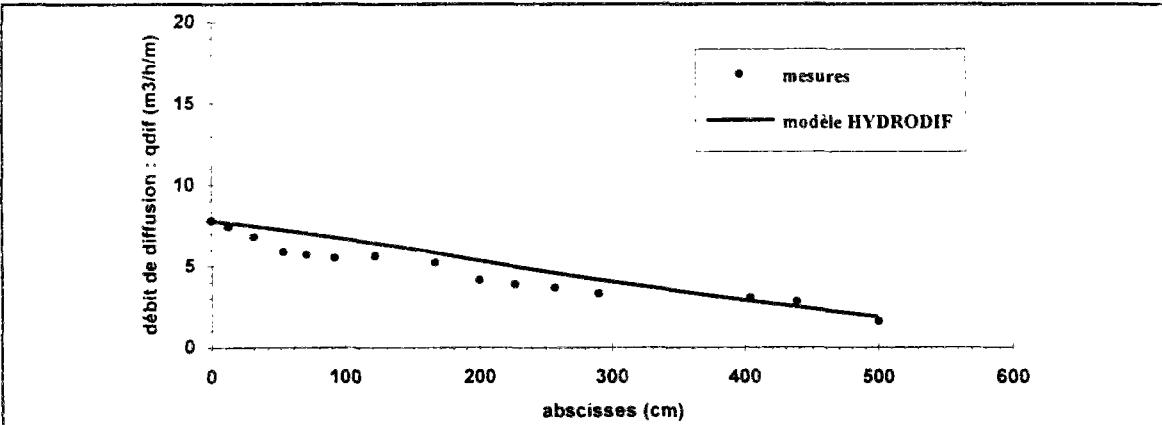


**Figure A.5.12. : Répartition des débits diffusés le long d'un drain routier de type "SIROWELL"**  
 (diamètre = 100 mm, pente = 0 %, charge hydraulique amont = 21 cm).

**A.5.2.1.3. Drain de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 1,8 %)**



**Figure A.5.13. : Répartition des débits diffusés le long d'un drain routier de type "SIROWELL"**  
 (diamètre = 100 mm, pente = 1,8 %, charge hydraulique amont = 11 cm).



**Figure A.5.14. : Répartition des débits diffusés le long d'un drain routier de type "SIROWELL"**  
 (diamètre = 100 mm, pente = 1,8 %, charge hydraulique amont = 16 cm).

## A.5.2.2. Ajustement des pressions le long du drain

### A.5.2.2.1. Drain de type "SIROWELL" (diamètre = 150 mm, pente = 0 %)

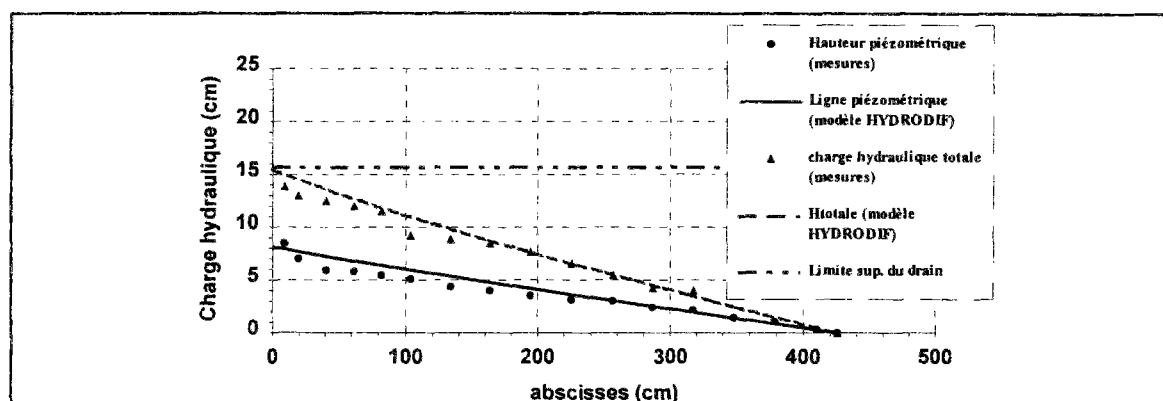


Figure A.5.15. : Répartition des charges hydrauliques le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 150 mm, pente = 0 %, charge hydraulique amont = 14 cm).

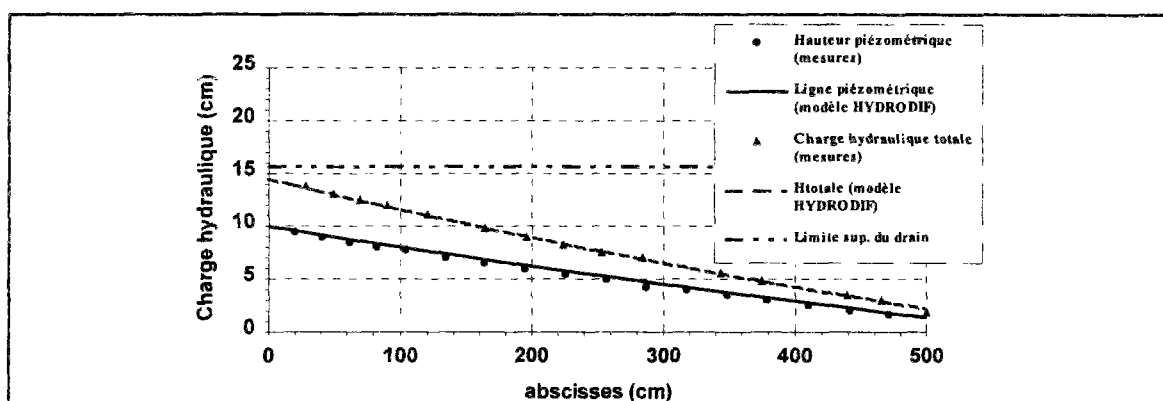


Figure A.5.16. : Répartition des charges hydrauliques le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 150 mm, pente = 0 %, charge hydraulique amont = 20 cm).

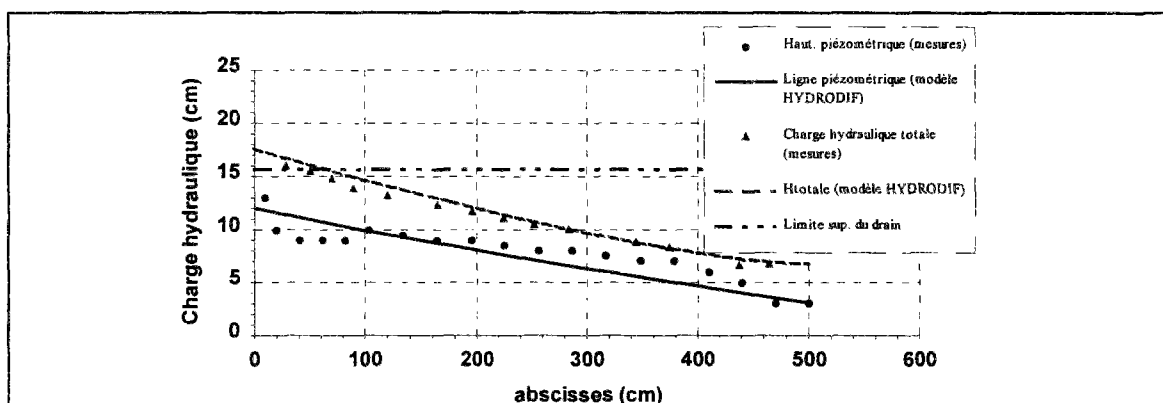


Figure A.5.17. : Répartition des charges hydrauliques le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 150 mm, pente = 0 %, charge hydraulique amont = 23 cm).

#### A.5.2.2.2. Drain de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 0 %)

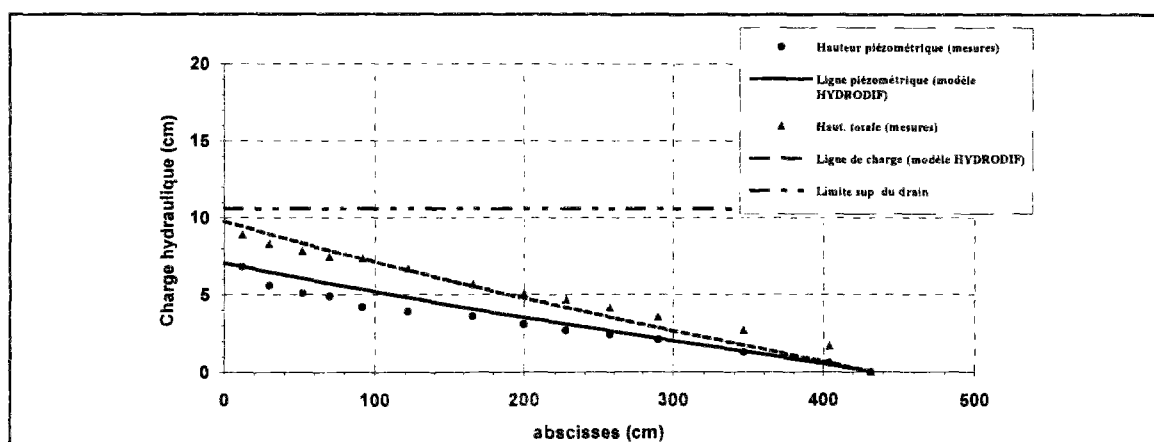


Figure A.5.18. : Répartition des charges hydrauliques le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 0 %, charge hydraulique amont = 11 cm).

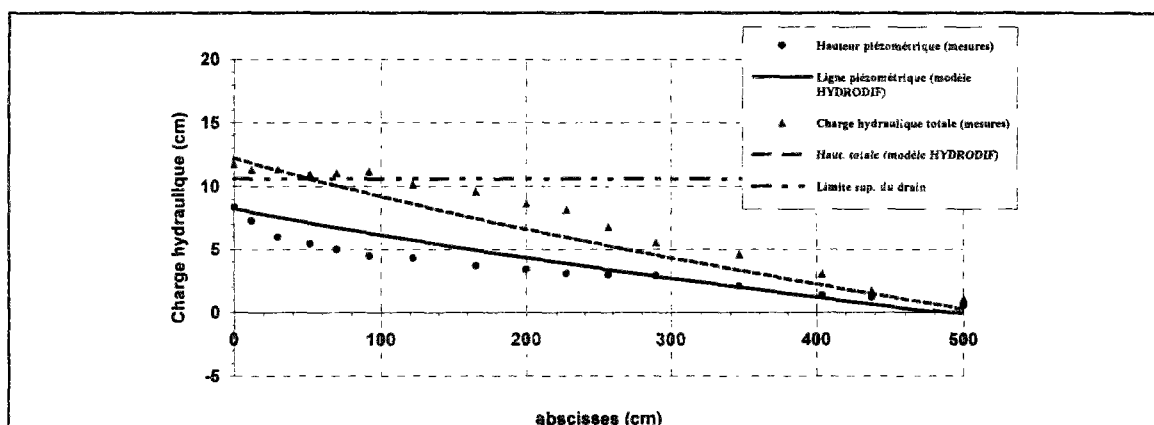


Figure A.5.19. : Répartition des charges hydrauliques le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 0 %, charge hydraulique amont = 16 cm).

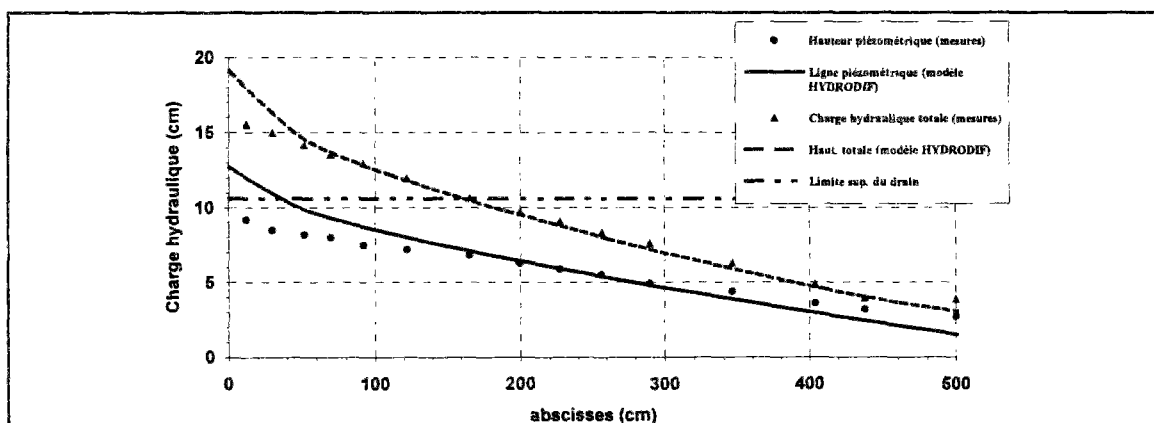
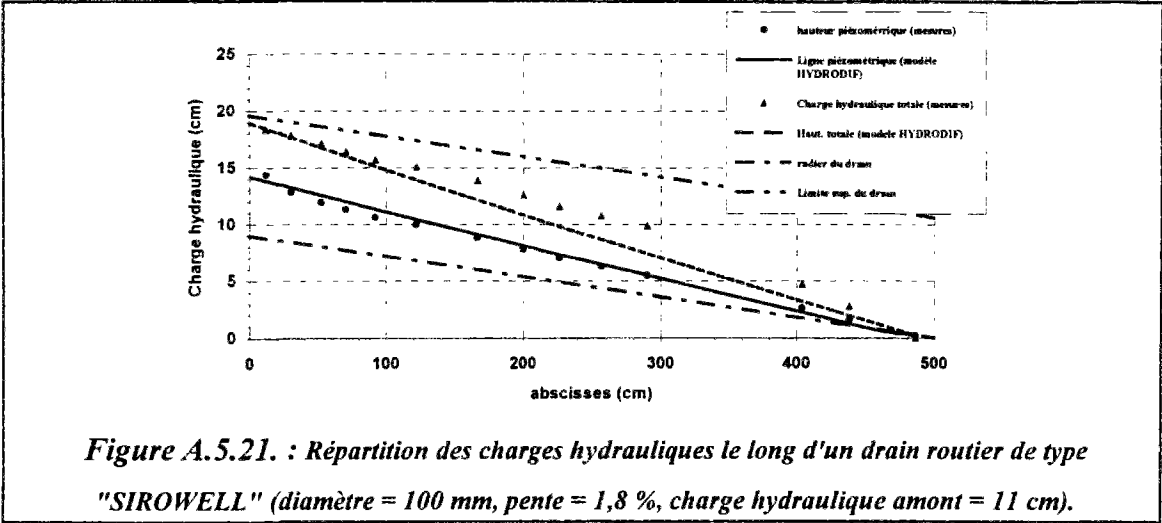
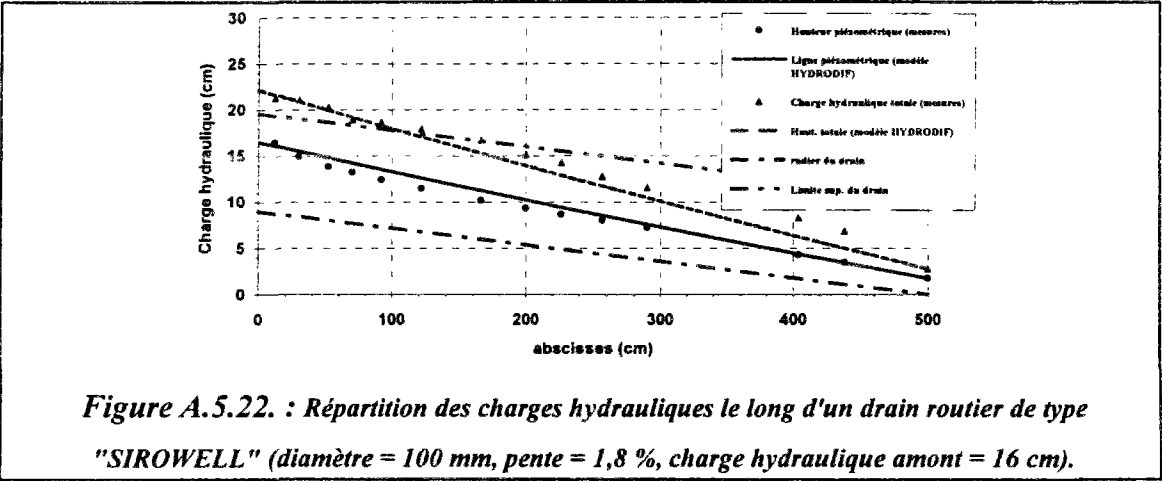


Figure A.5.20. : Répartition des charges hydrauliques le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 0 %, charge hydraulique amont = 21 cm).

**A.5.2.2.3. Drain de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 1,8 %)**



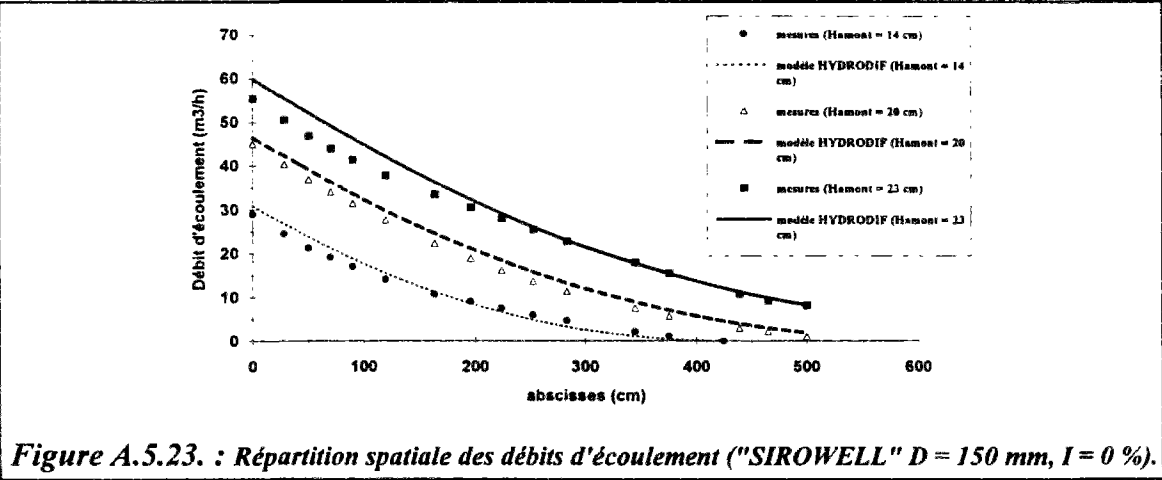
**Figure A.5.21. : Répartition des charges hydrauliques le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 1,8 %, charge hydraulique amont = 11 cm).**



**Figure A.5.22. : Répartition des charges hydrauliques le long d'un drain routier de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 1,8 %, charge hydraulique amont = 16 cm).**

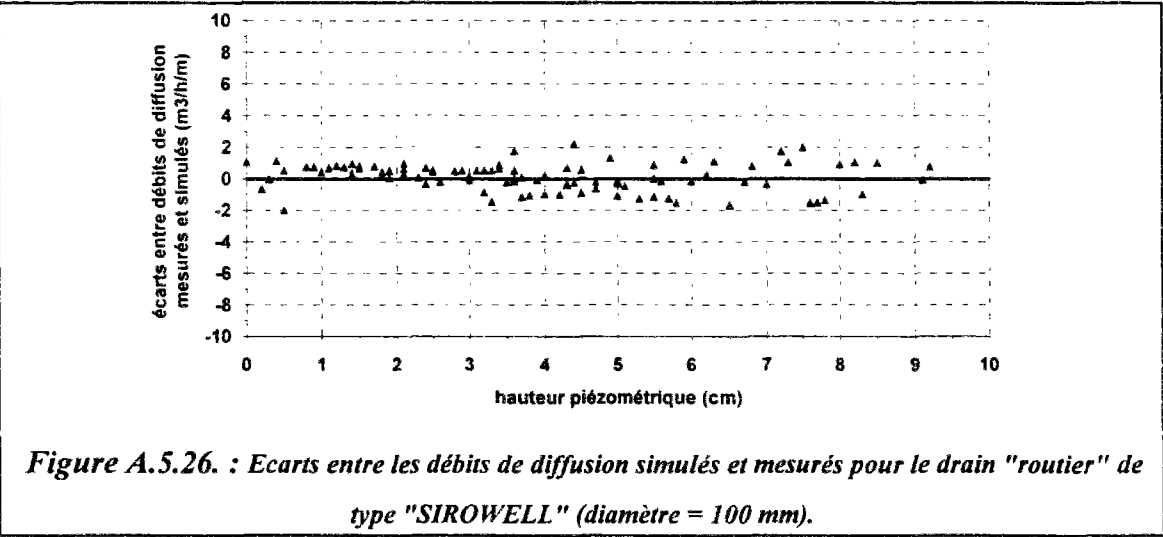
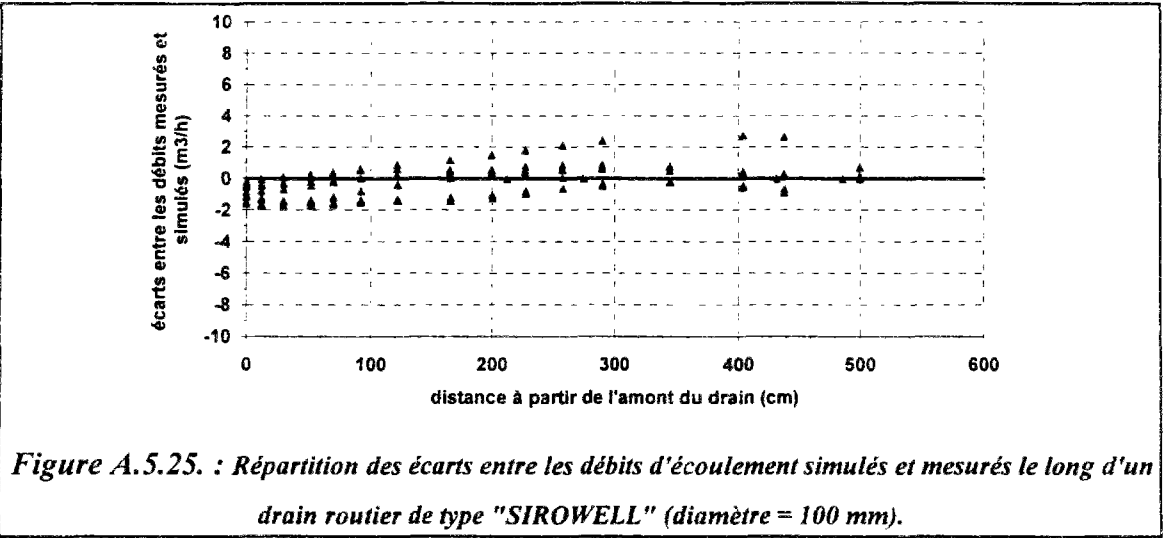
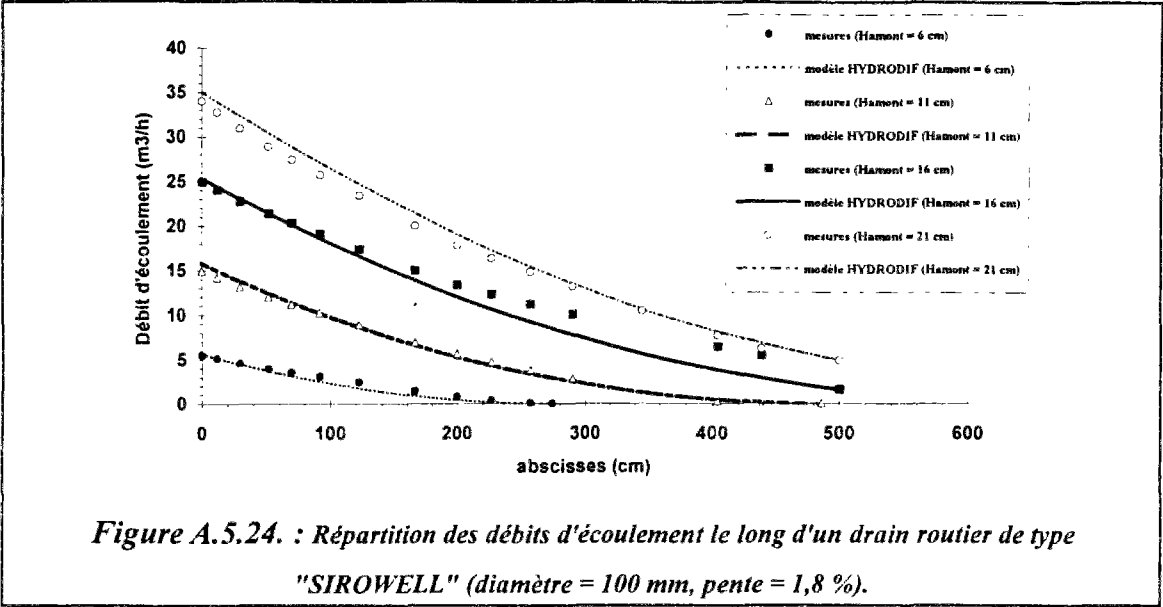
**A.5.2.3. Ajustement des débits d'écoulement le long du drain**

**A.5.2.3.1. Drain de type "SIROWELL" (diamètre = 150 mm, pente = 0 %)**



**Figure A.5.23. : Répartition spatiale des débits d'écoulement ("SIROWELL" D = 150 mm, I = 0 %).**

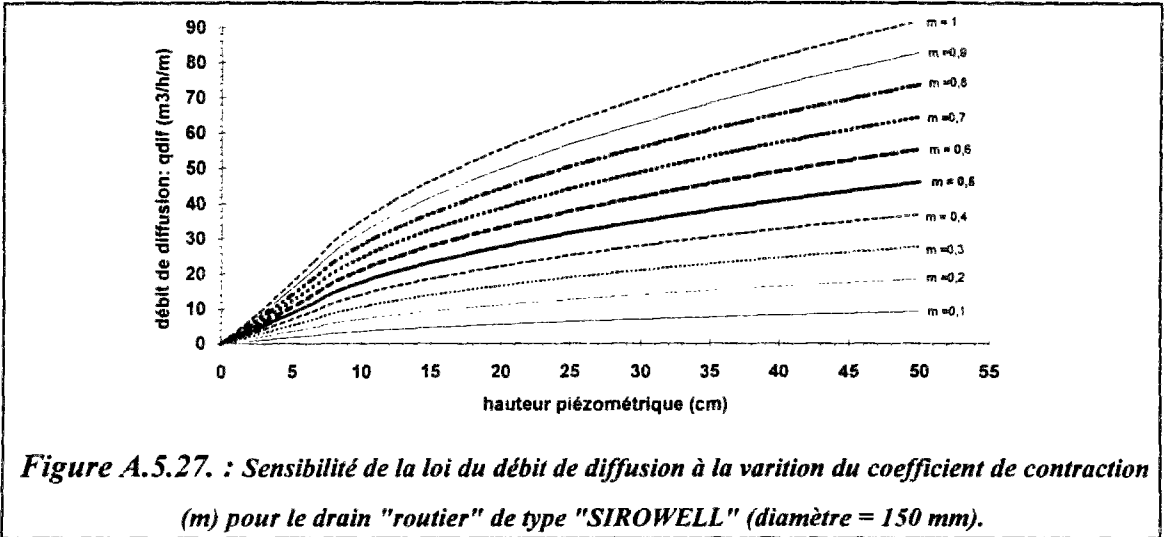
*A.5.2.3.3. Drain de type "SIROWELL" (diamètre = 100 mm, pente = 1,8 %)*



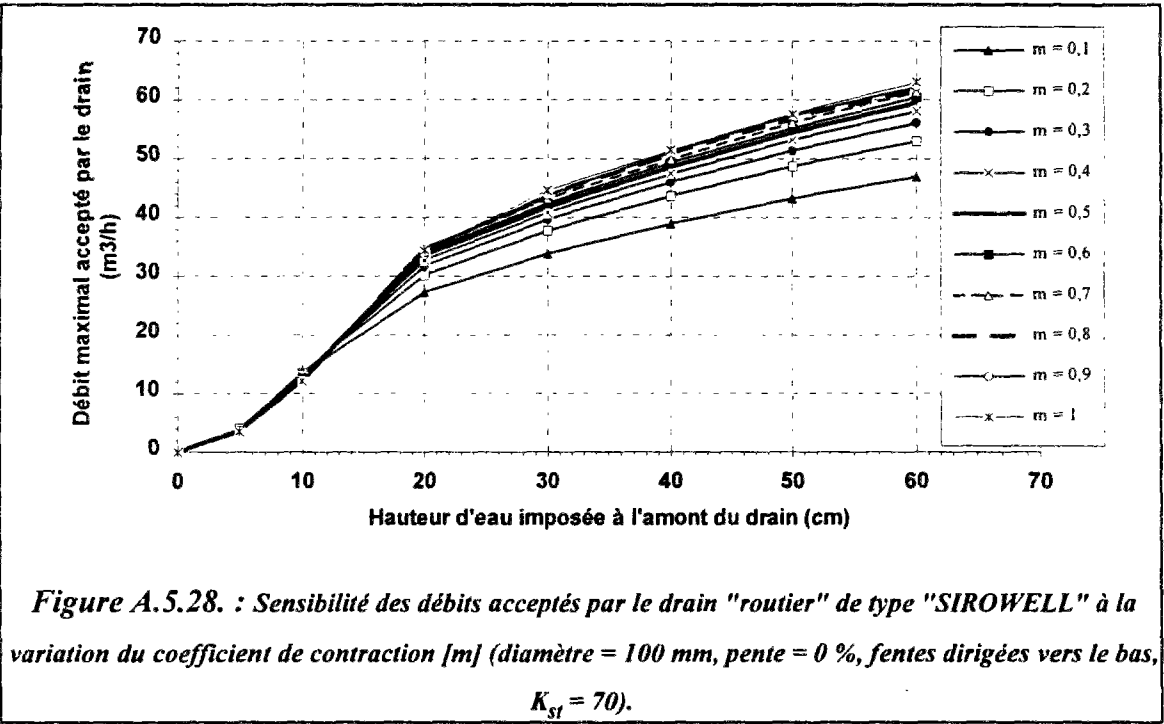
### A.5.3. ANALYSE DE SENSIBILITE DU MODELE HYDRODIF

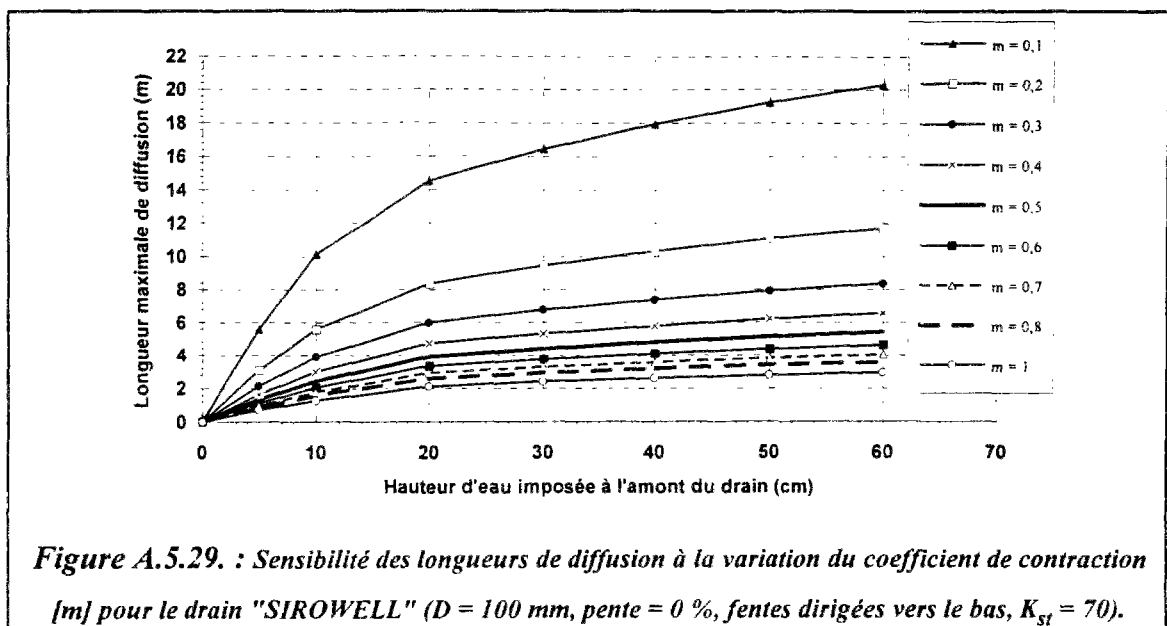
#### A.5.3.1. Influence du coefficient de contraction (m)

##### A.5.3.1.1. Sensibilité des débits de diffusion



##### A.5.3.1.2. Sensibilité des débits maximaux et des longueurs de diffusion

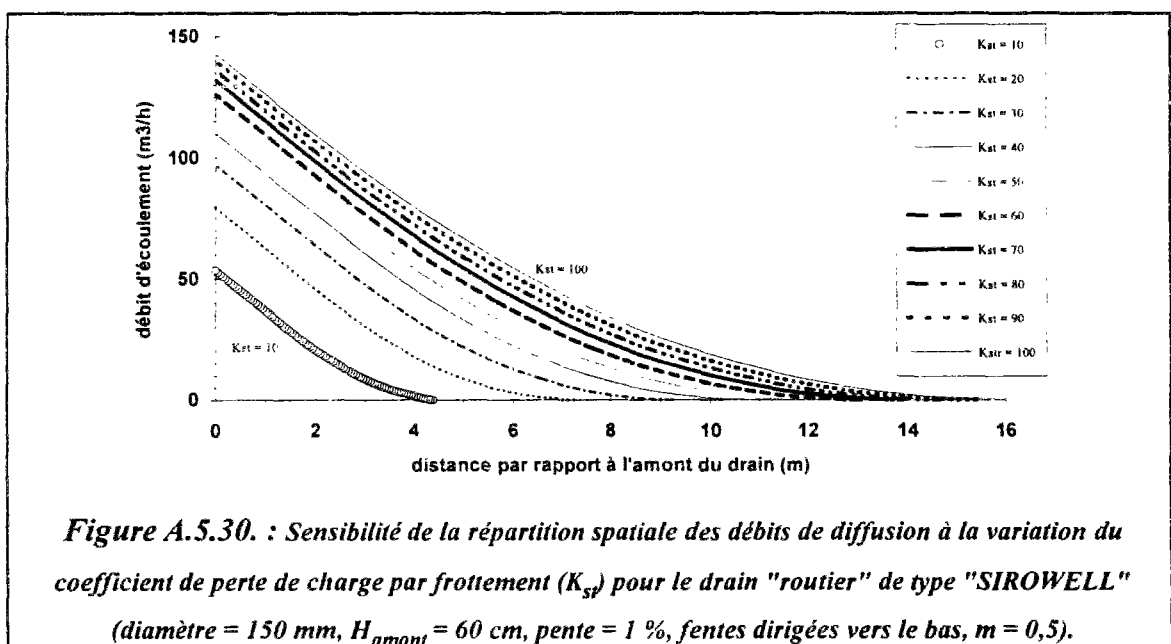




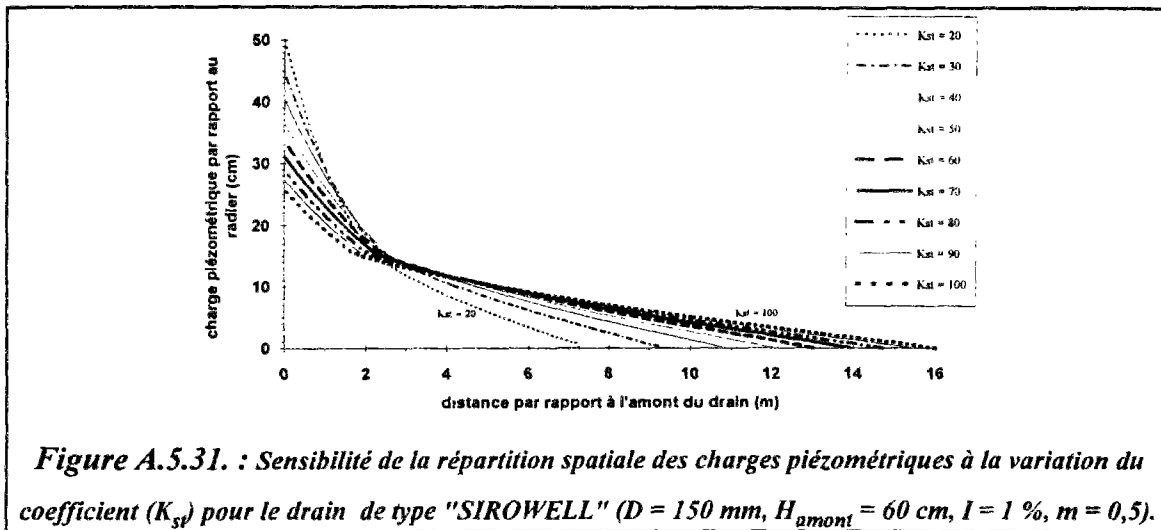
### A.5.3.2. Influence du coefficient de Strickler ( $K_{st}$ )

#### A.5.3.2.1. Sensibilité de la répartition spatiale des débits d'écoulement

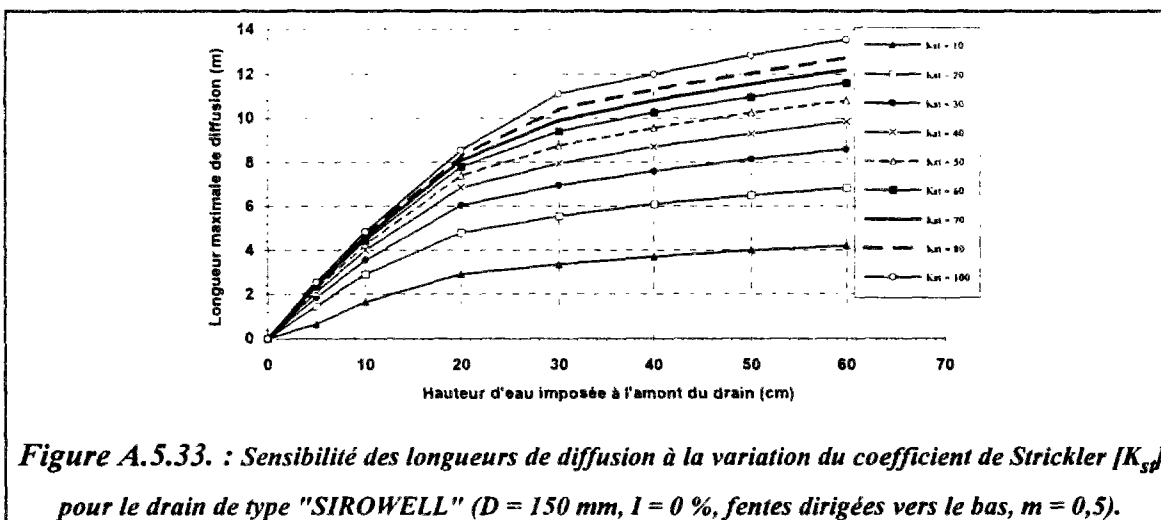
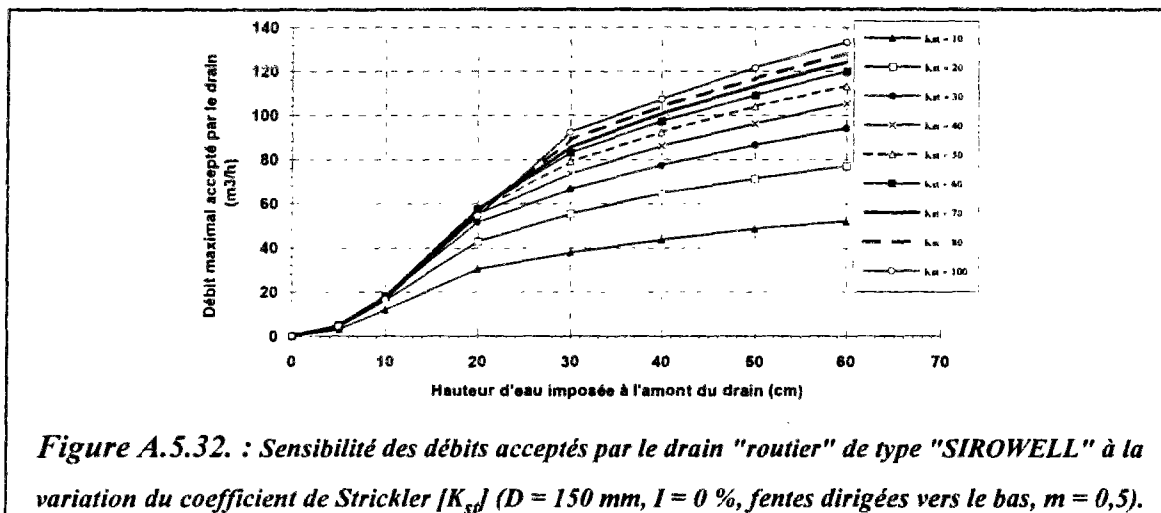
La figure A.5.30 représente un exemple de sensibilité de la répartition spatiale des débits d'écoulement à la variation des coefficients de perte de charge par frottement (coefficient de Strickler). L'augmentation de ces coefficients signifie une diminution de la rugosité (ou de la perte de charge) et par conséquent, pour une même charge hydraulique imposée à l'amont du drain, les débits d'écoulement et les longueurs de diffusion deviennent de plus en plus importants (cf. figure A.5.30 à A.5.35).



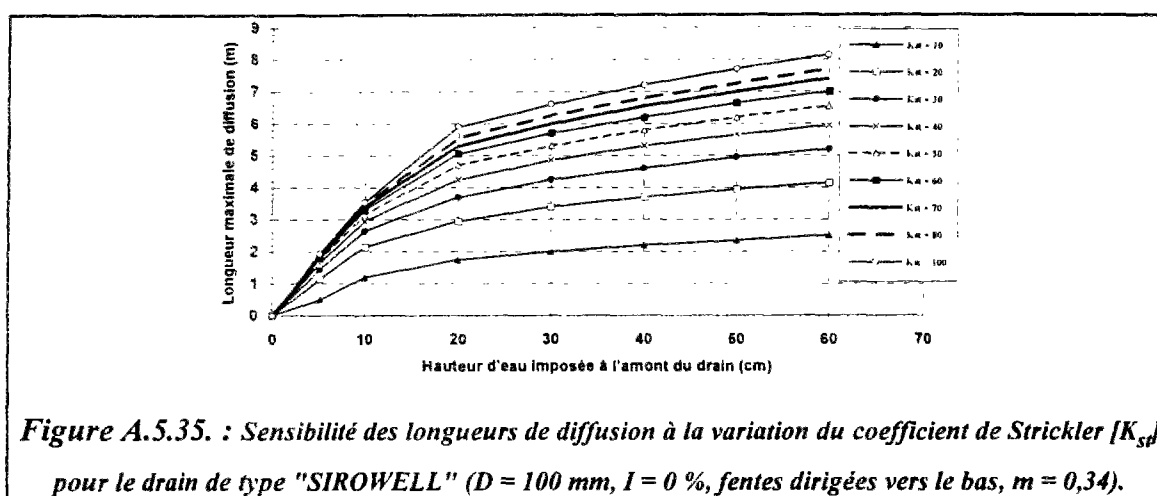
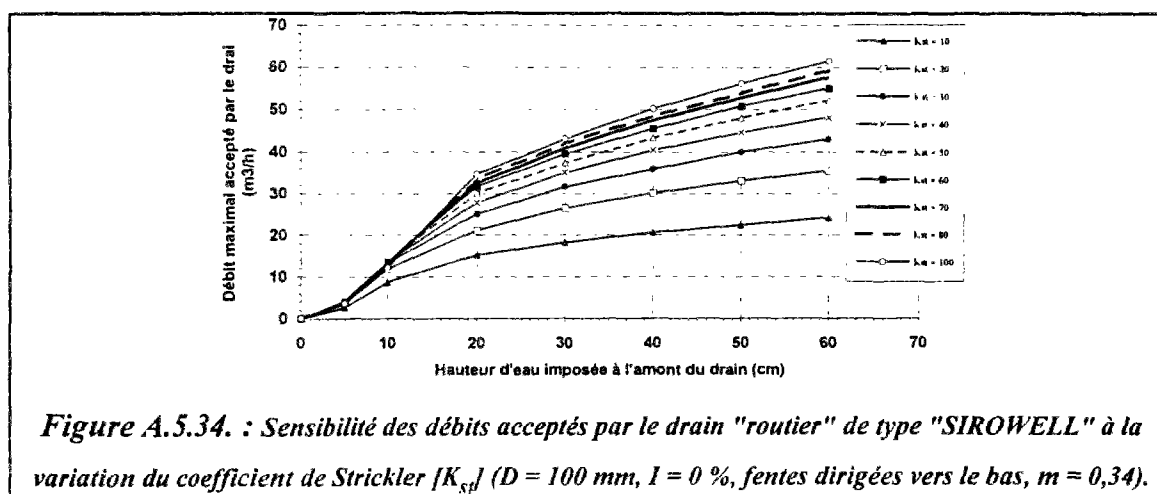
#### A.5.3.2.2. Sensibilité de la répartition spatiale des charges piézométriques



#### A.5.3.2.3. Sensibilité des débits maximaux et des longueurs de diffusion

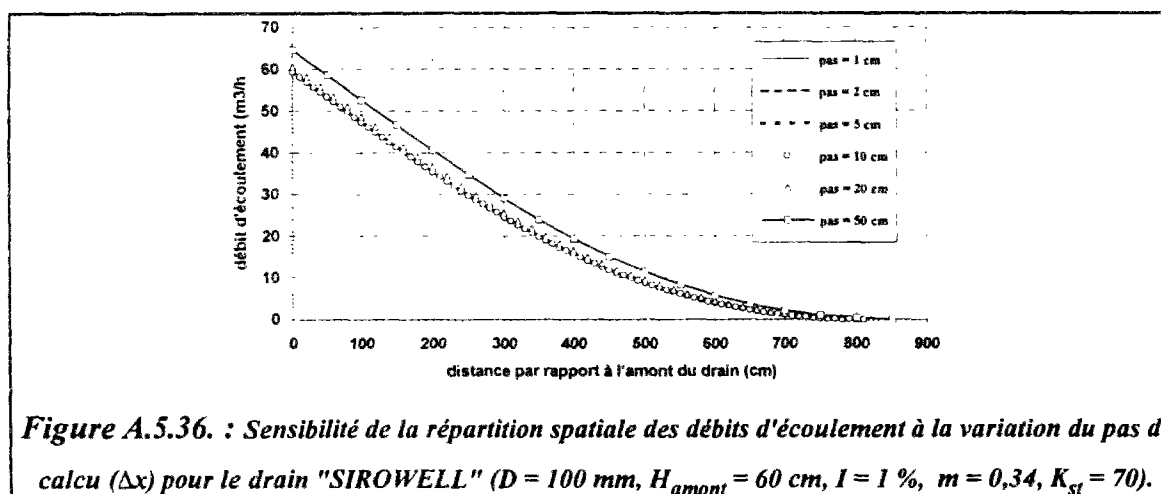






#### 3.4.4.4. Influence du pas de calcul ( $\Delta x$ )

L'influence du pas de calcul des lignes piézométriques dans le modèle HYDRODIF sur la répartition spatiale des débits d'écoulement et des hauteurs piézométriques est illustrée respectivement par les graphiques A.5.36 et A.5.37. Ces derniers montrent que pour des pas d'intégration inférieurs à 50 cm, HYDRODIF est indépendant des pas de calcul.



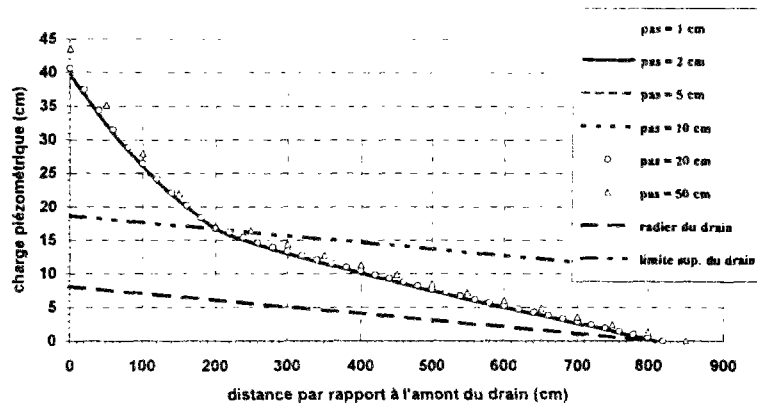


Figure A.5.37. : Sensibilité de la répartition spatiale des charges piézométriques à la variation du pas de calcul ( $D = 100 \text{ mm}$ ,  $H_{\text{amont}} = 60 \text{ cm}$ , pente = 1 %,  $m = 0,34$ ,  $K_{st} = 70$ ).

#### A.5.4. ABAQUES DE DIMENSIONNEMENT DES DRAINS D'INJECTION D'EAU

##### A.5.4.1. Drains placés en position horizontale (pente = 0 %)

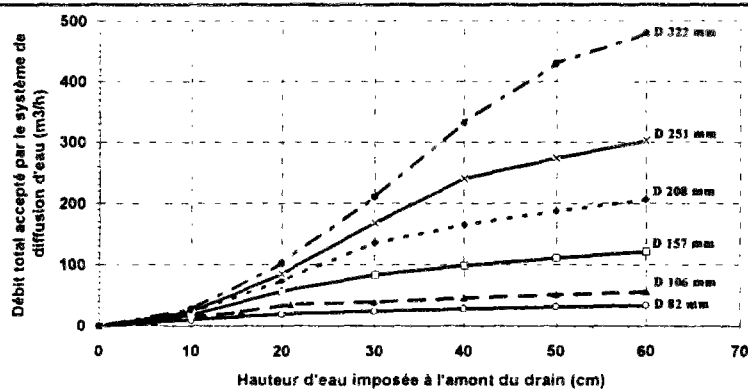


Figure A.5.38. : Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains de diffusion d'eau [ $Q_{\text{amont}} = f(H_{\text{amont}})$ , pente = 0 %].

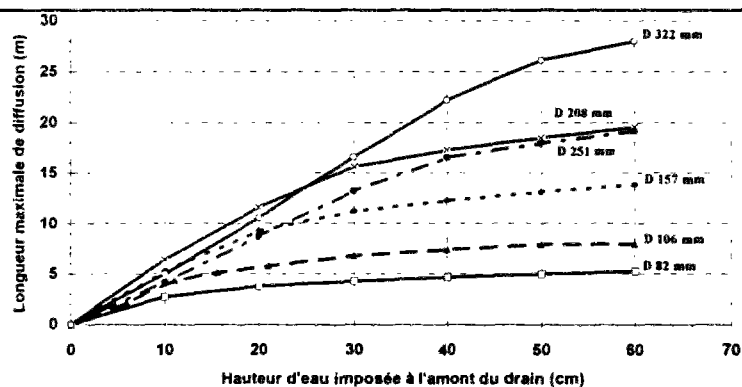


Figure A.5.39. : Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains de diffusion d'eau [Longueur de diffusion =  $f(H_{\text{amont}})$ , pente = 0 %].

#### A.5.4.2. Drains placés en pente de 3 %

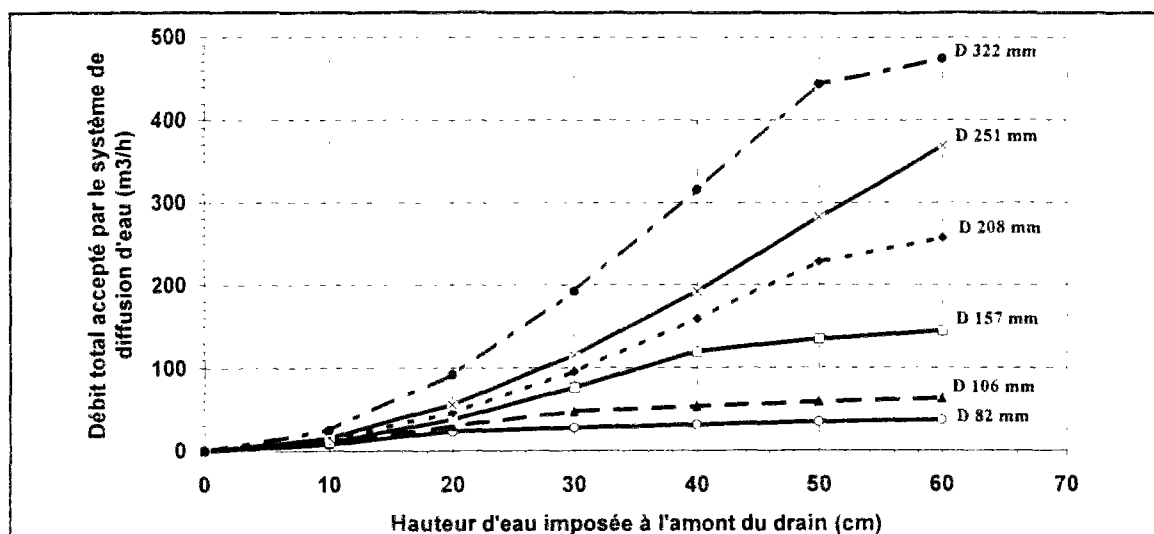


Figure A.5.40. : Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains de diffusion d'eau [ $Q_{\text{amont}} = f(H_{\text{amont}})$ , pente = 3 %].

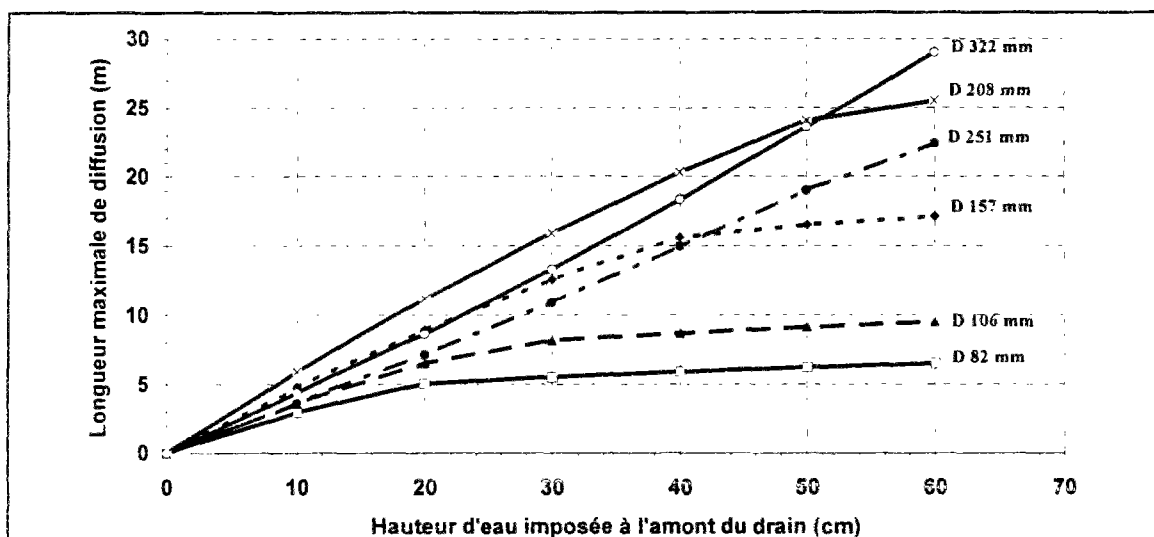
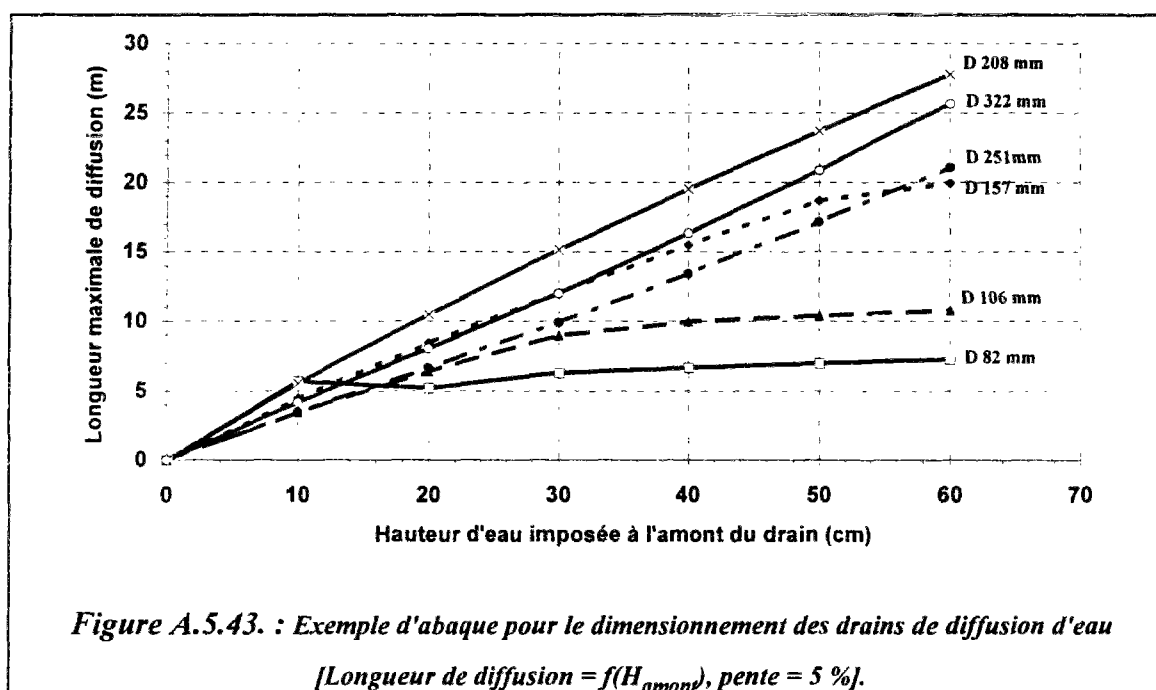
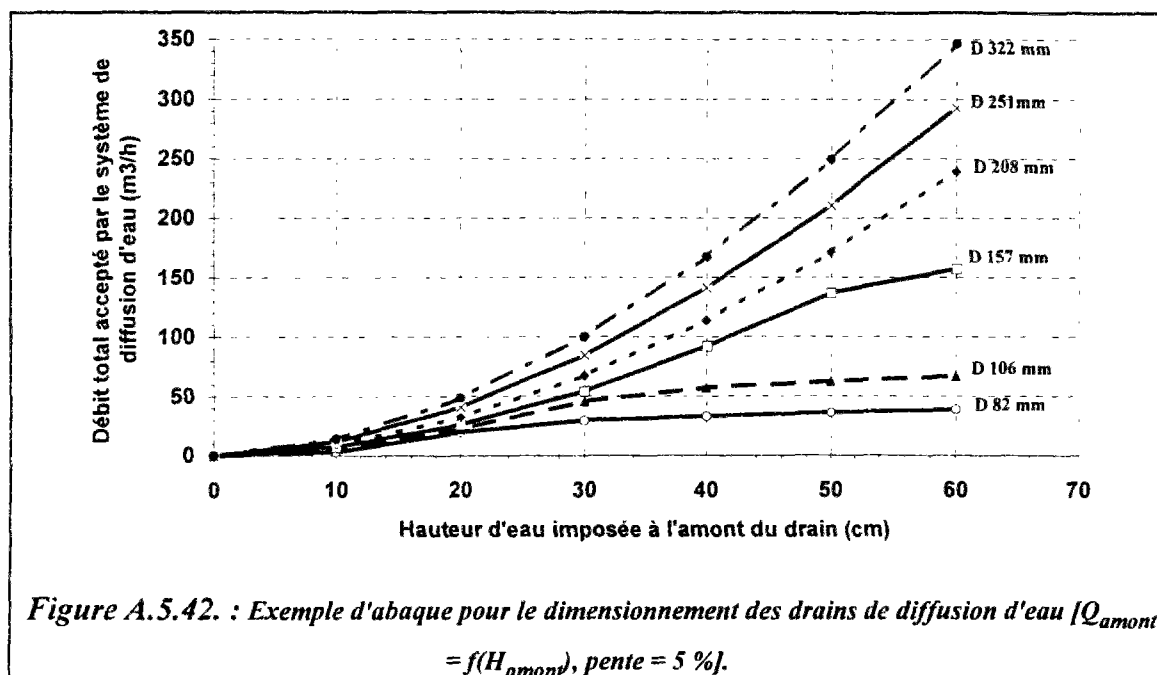


Figure A.5.41. : Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains de diffusion d'eau [Longueur de diffusion =  $f(H_{\text{amont}})$ , pente = 3 %].

### A.5.4.3. Drains placés en pente de 5 %



#### A.5.4.4. Drains avec fentes dirigées vers le haut (pente = 0 %)

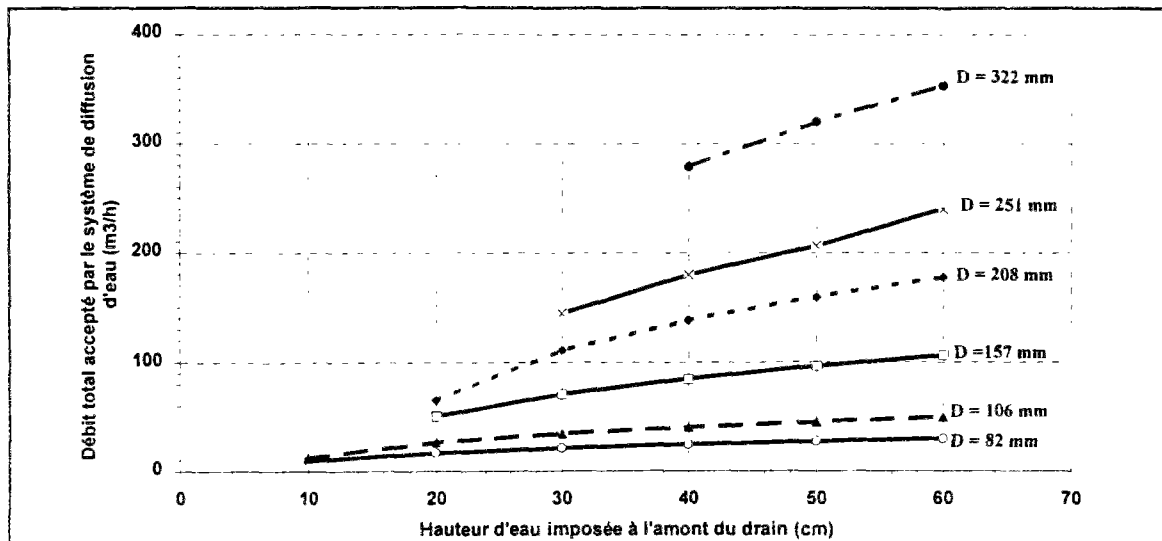


Figure A.5.44. : Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains de diffusion d'eau [ $Q_{\text{amont}} = f(H_{\text{amont}})$ , fentes dirigées vers le haut, pente = 0 %].

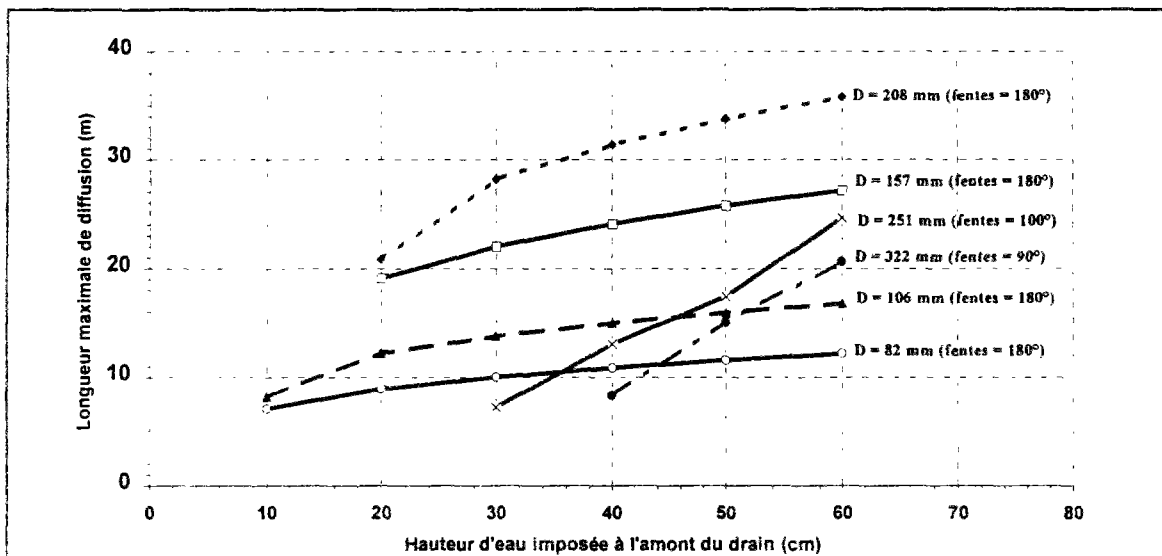


Figure A.5.45. : Exemple d'abaque pour le dimensionnement des drains de diffusion d'eau [Longueur de diffusion =  $f(H_{\text{amont}})$ , fentes dirigées vers le haut, pente = 0 %].

## **ANNEXE 6**

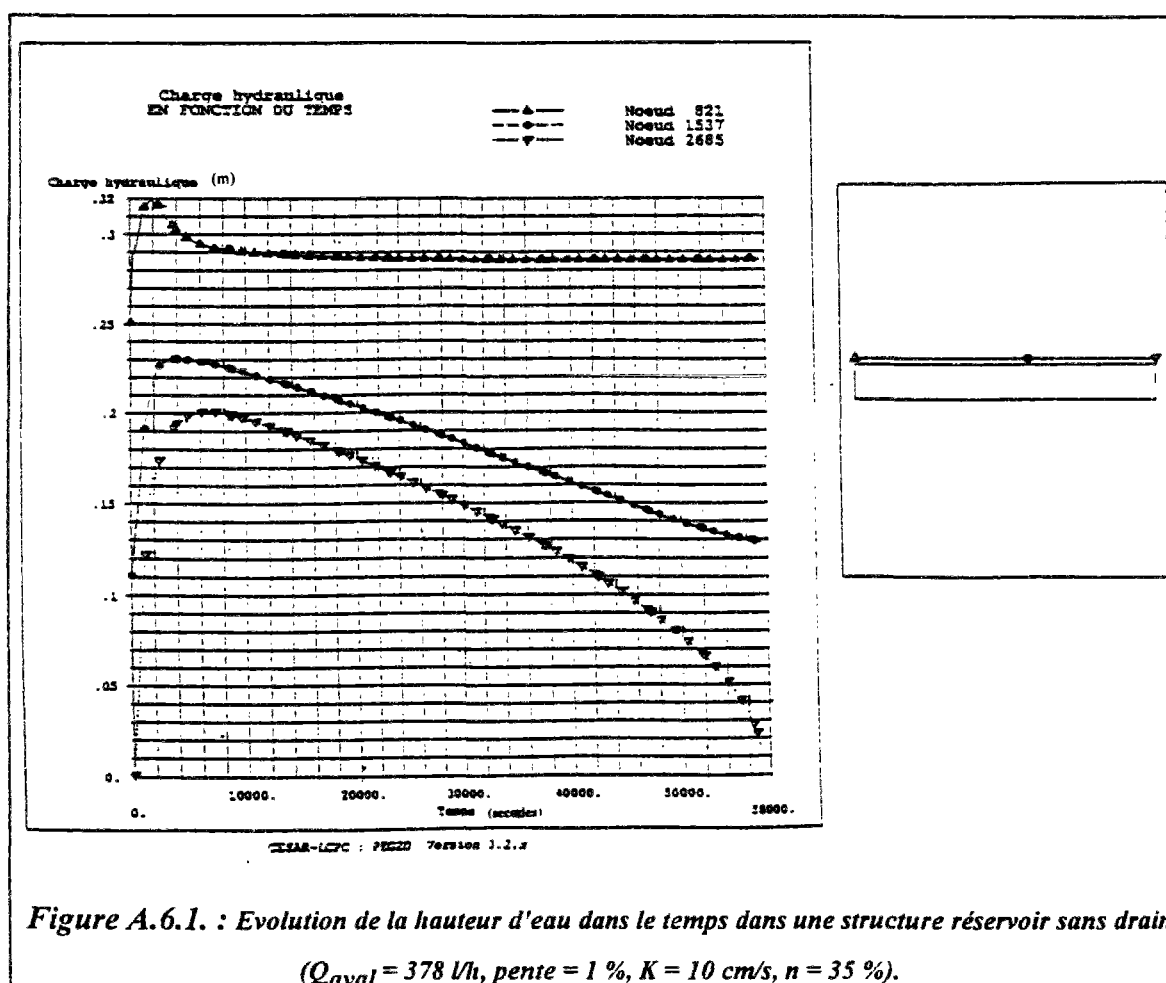
**Fonctionnement hydraulique des structures  
réservoirs non équipées de drains**

## A.6.1. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE D'UN ELEMENT DE STRUCTURE RESERVOIR SANS DRAIN

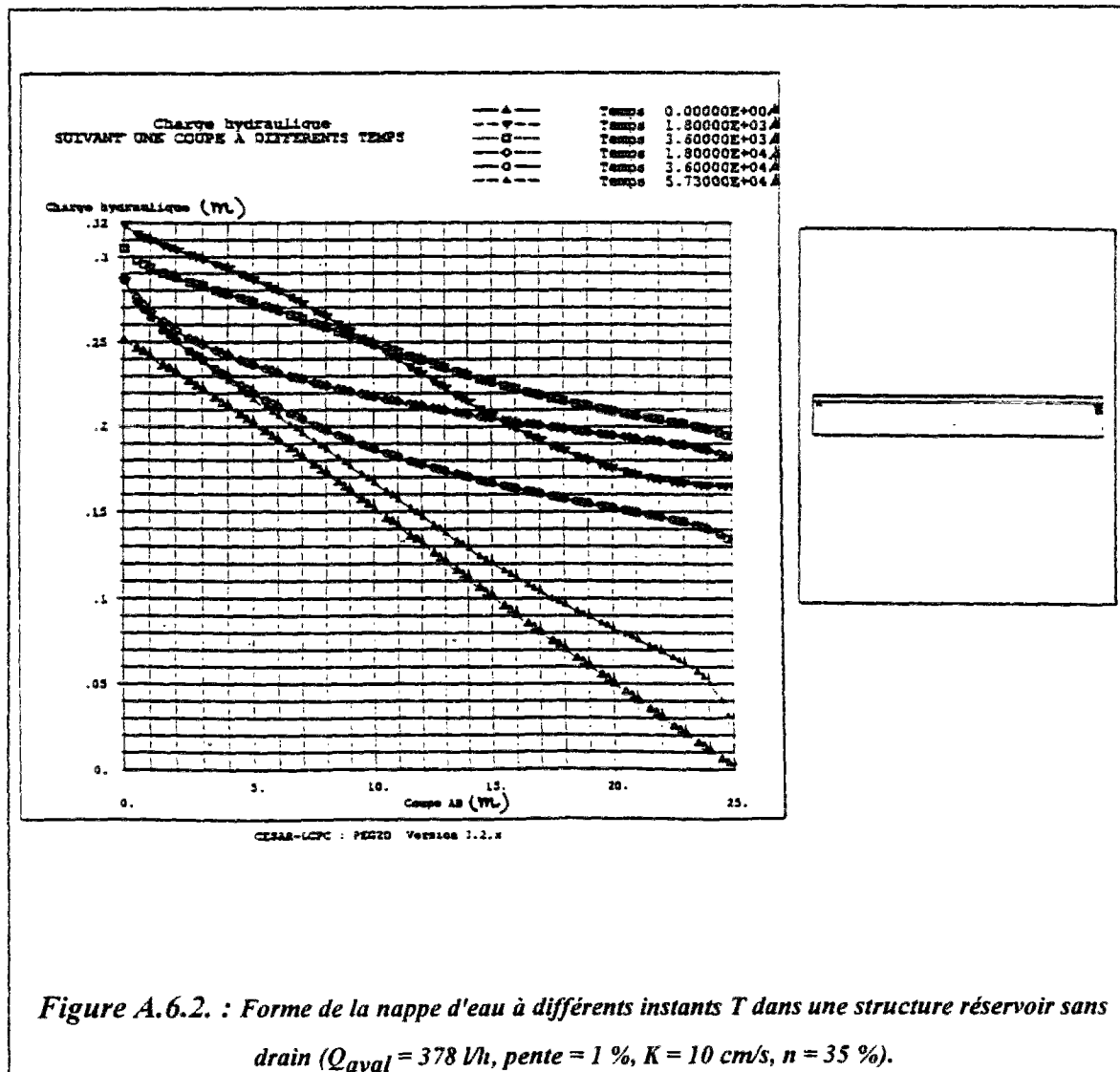
### A.6.1.1. Cas d'un élément de structure réservoir sans drain situé entre deux autres structures poreuses

#### A.6.1.1.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{aval}$ imposé)

La figure A.6.1 présente l'évolution de la nappe d'eau dans le temps en trois points situés sur l'axe de la structure (amont, milieu et aval). A l'amont de la structure, le niveau de la nappe d'eau suit l'évolution dans le temps de l'alimentation en eau de la structure. Le niveau d'eau maximal est atteint au même moment que la pointe de la pluie. A l'aval, le niveau maximal de la nappe est décalé dans le temps par rapport à celui de la pluie. Pour cette structure en pente et du fait que le débit aval est limité à une valeur constante (378 l/h), l'eau est accumulée en grande partie à l'aval de la structure poreuse. Dans ces conditions, l'arrêt des simulations numériques est conditionné par les valeurs de la charge hydraulique et du gradient hydraulique au niveau de l'orifice aval ( $Q_{aval} = 0,5 \cdot K_s \cdot H \cdot \text{grad} H$ ). En d'autres termes, les simulations numériques sont arrêtées lorsque il n'y a plus assez d'eau à l'aval de la structure réservoir pour assurer la valeur du débit de vidange ( $Q_{aval}$ ).



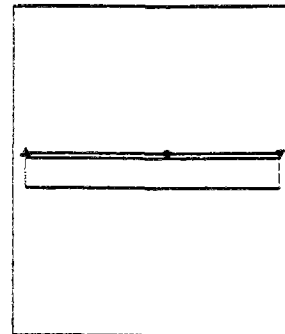
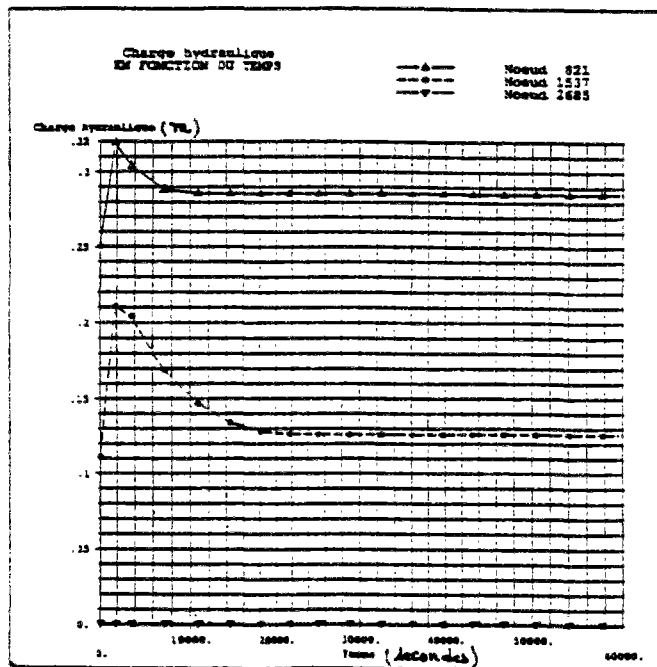
Le graphique A.6.2 présente le niveau de la nappe d'eau dans l'axe de la structure réservoir (coupe parallèle à l'axe des x et d'ordonnée  $y = 3,25$  m) en plusieurs instants (à  $T_0$ , à  $T = 30$  minutes, à  $T = 1$  heure, à  $T = 5$  h, à  $T = 10$  h et à  $T_{\text{final}} = 15$  h 55 minutes). Ce graphique illustre le remplissage et la vidange de la structure réservoir (montée et descente de la nappe). Pour l'exemple présenté ici et au bout de 16 heures (arrêt des simulations), la structure réservoir est pratiquement vide, la hauteur d'eau moyenne résiduelle est de 2 cm, ce qui correspond à un volume d'eau de  $0,66 \text{ m}^3$ .



#### A.6.1.1.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau à l'aval ( $H_{\text{aval}}$ imposé)

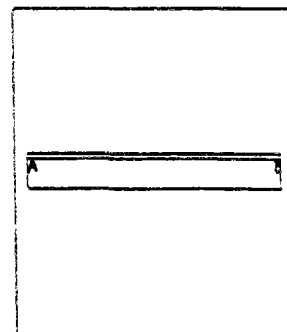
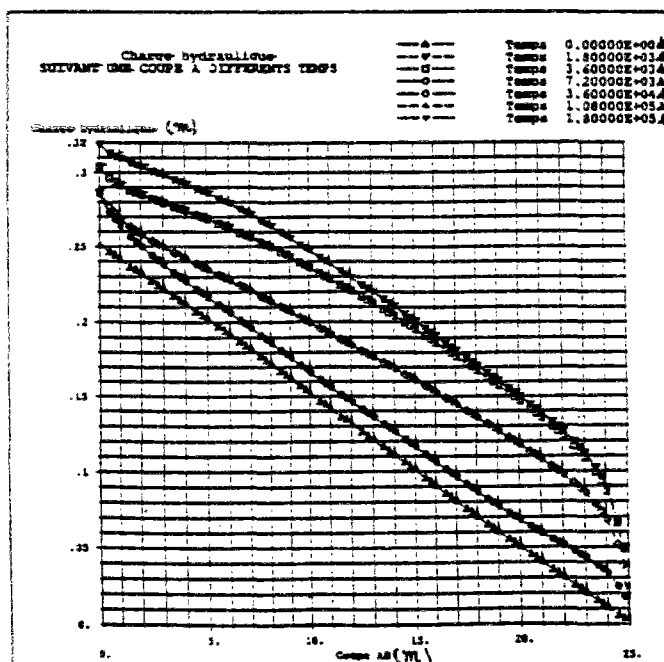
Le graphique A.6.3 présente l'évolution de la nappe d'eau dans le temps en trois points (amont, milieu et aval) de la structure réservoir. Pour ce type de condition aux limites, le transfert d'eau est accéléré et le temps de vidange de la structure réservoir est plus court que pour  $Q_{\text{aval}}$  imposé à  $378 \text{ l/h}$ .





**Figure A.6.3. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir sans drain**  
( $H_{aval} = 1 \text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 35 \%$ ).

La figure A.6.4 présente la forme de la nappe d'eau dans l'axe de la structure réservoir (coupe xx,  $y = 3,25 \text{ m}$ ) en plusieurs instants (à  $T_0$ , à  $T = 30 \text{ minutes}$ , à  $T = 1 \text{ heure}$ , à  $T = 2 \text{ h}$ , à  $T = 10 \text{ h}$ , à  $T = 30 \text{ h}$  et à  $T = 50 \text{ h}$ ). Ceci illustre le remplissage et la vidange de la structure réservoir (montée et descente du niveau de la nappe d'eau).



**Figure A.6.4. : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir sans drain**  
( $H_{aval} = 1 \text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 35 \%$ ).

### A.6.1.2. Injection des eaux pluviales dans un parking à structure réservoir sans système de diffusion d'eau

#### A.6.1.2.1. Structures réservoirs en position horizontale (pente = 0 %)

##### A.6.1.2.1.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{aval}$ imposé)

❶  $K = 1$  m/s, porosité = 40 %

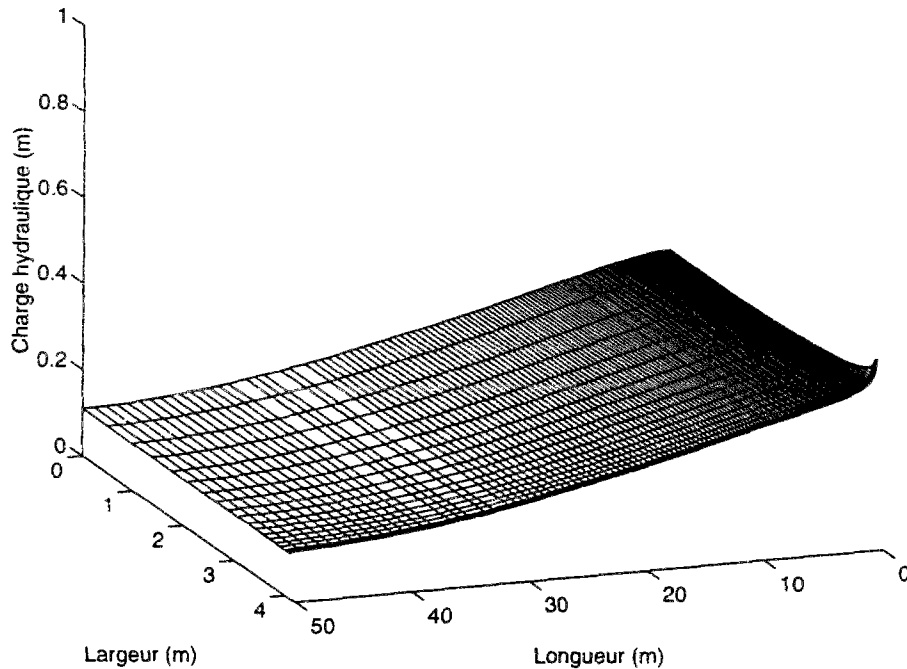


Figure A.6.5. : Vue en 3 dimensions de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 661$  l/h, pente = 0 %,  $K = 1$  m/s,  $n = 40$  %).

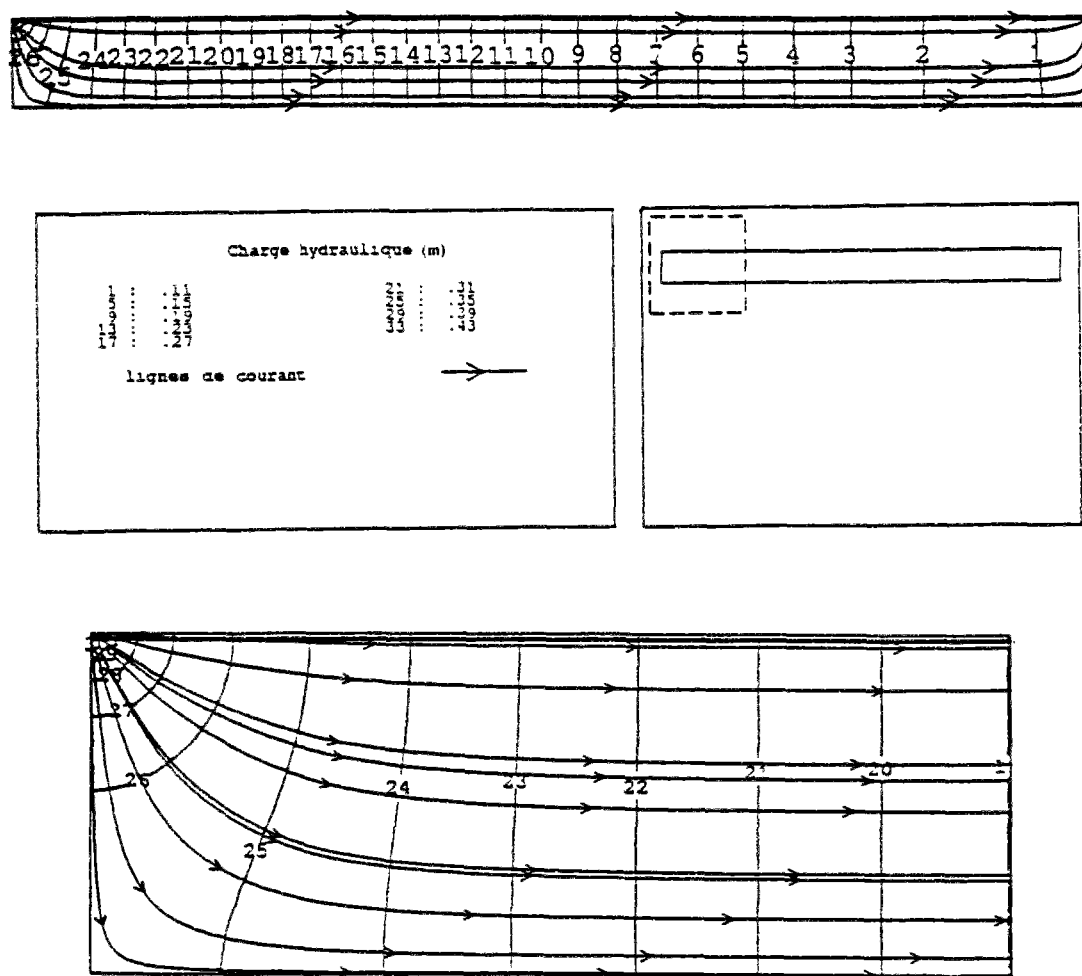


Figure A.6.6. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 1 \text{ m/s}$ ,  $n = 40 \%$ ).

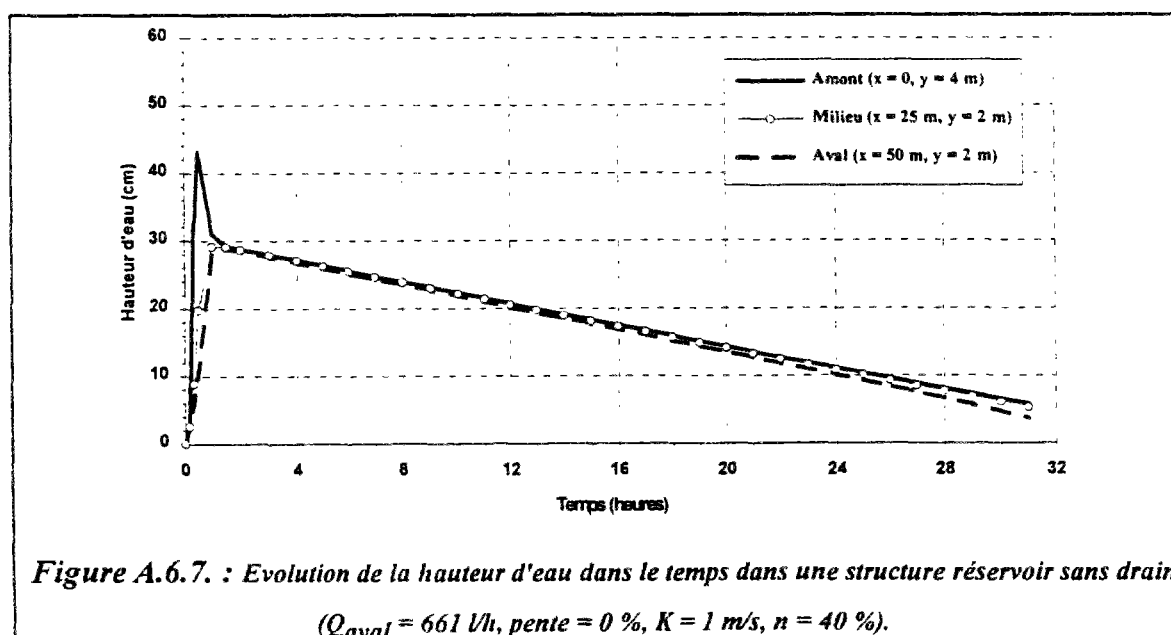


Figure A.6.7. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 1 \text{ m/s}$ ,  $n = 40 \%$ ).

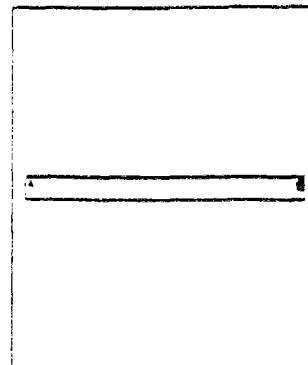
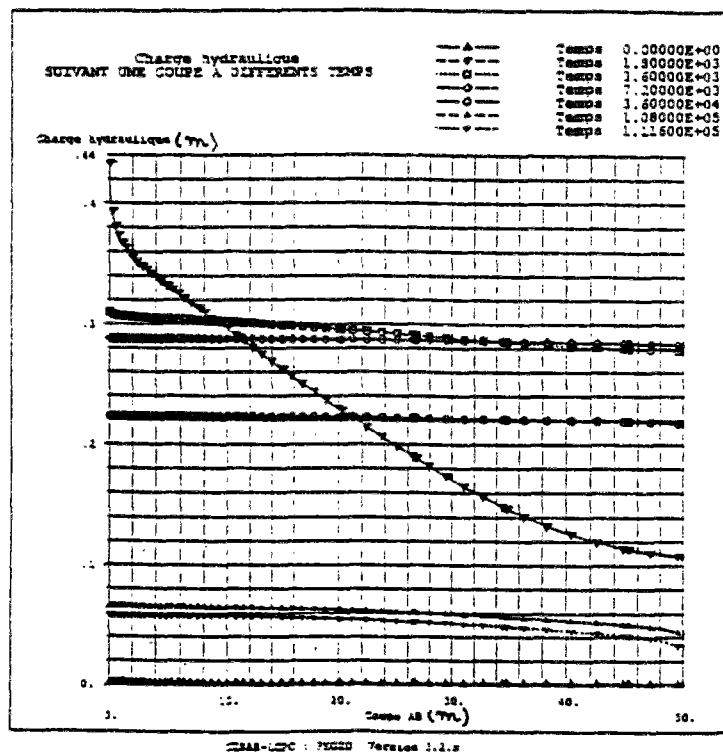


Figure A.6.8. : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 1 \text{ m/s}$ ,  $n = 40 \%$ ).

②  $K = 10 \text{ cm/s}$ , porosité = 30 %

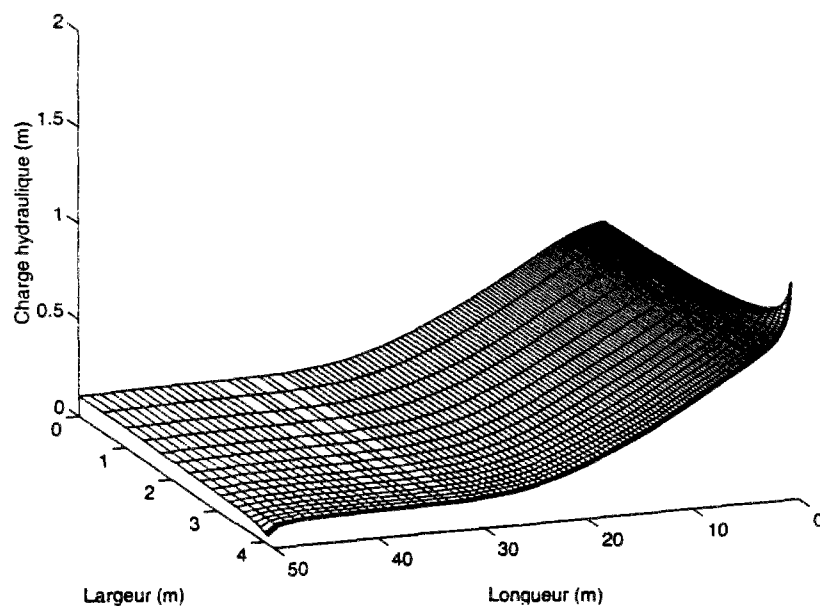


Figure A.6.9. : Vue en 3 dimensions de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

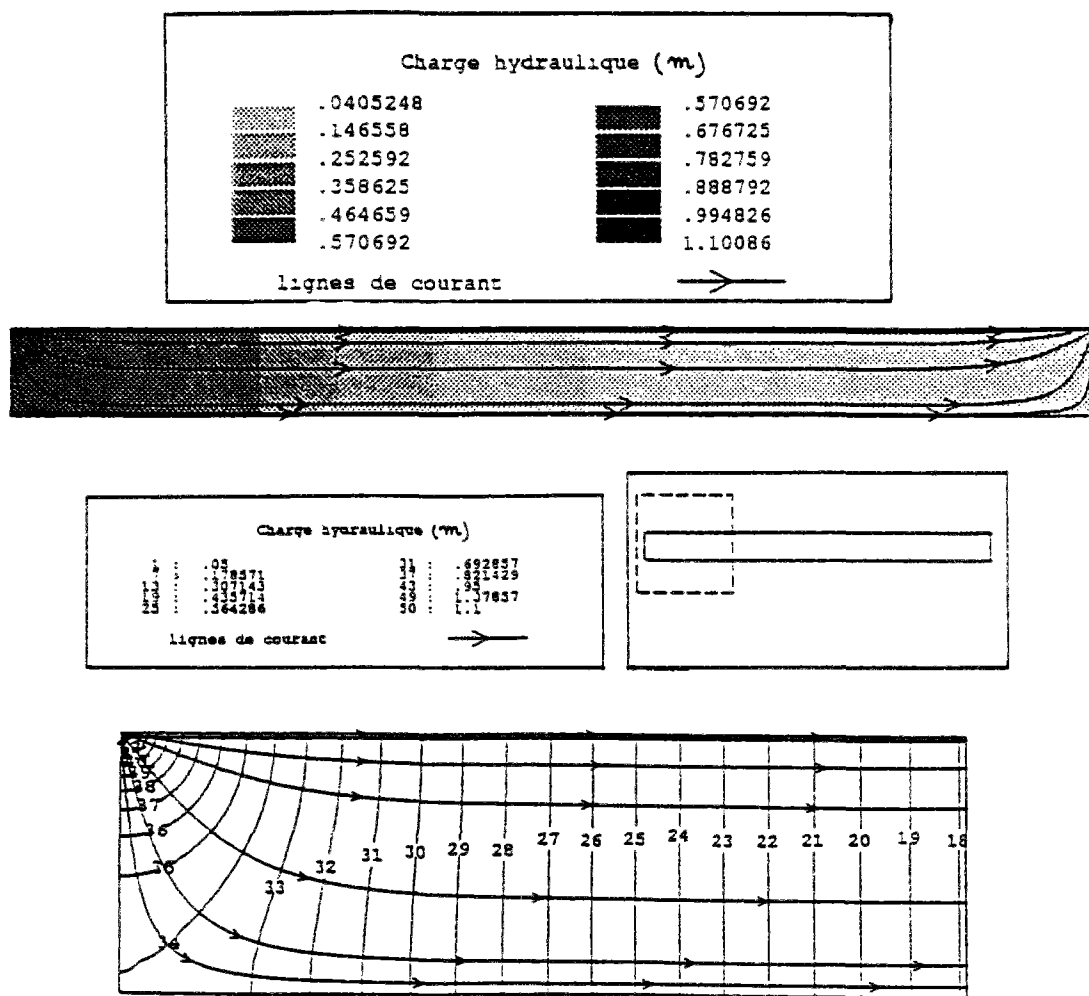


Figure A.6.10. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

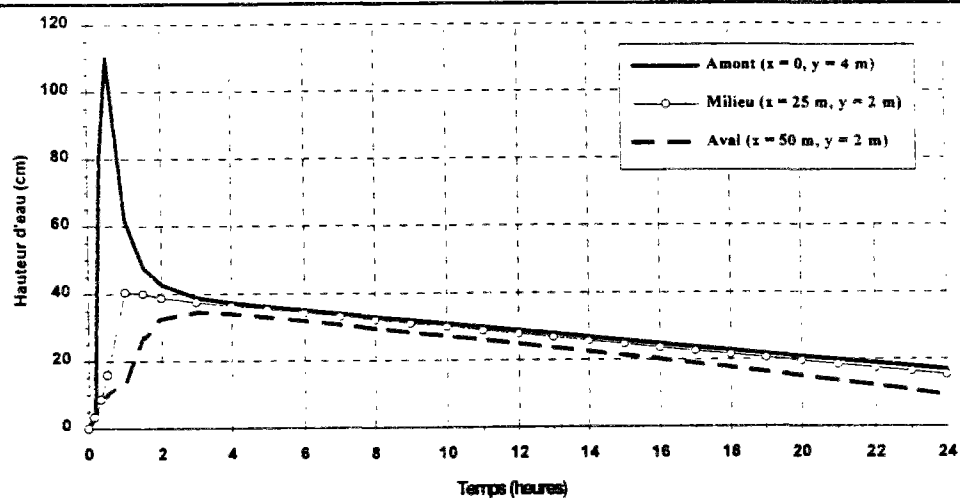


Figure A.6.11. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

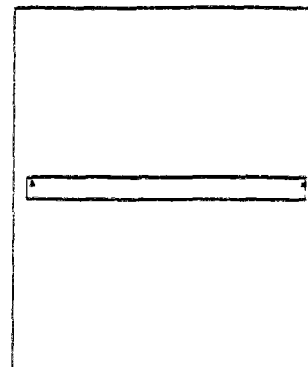
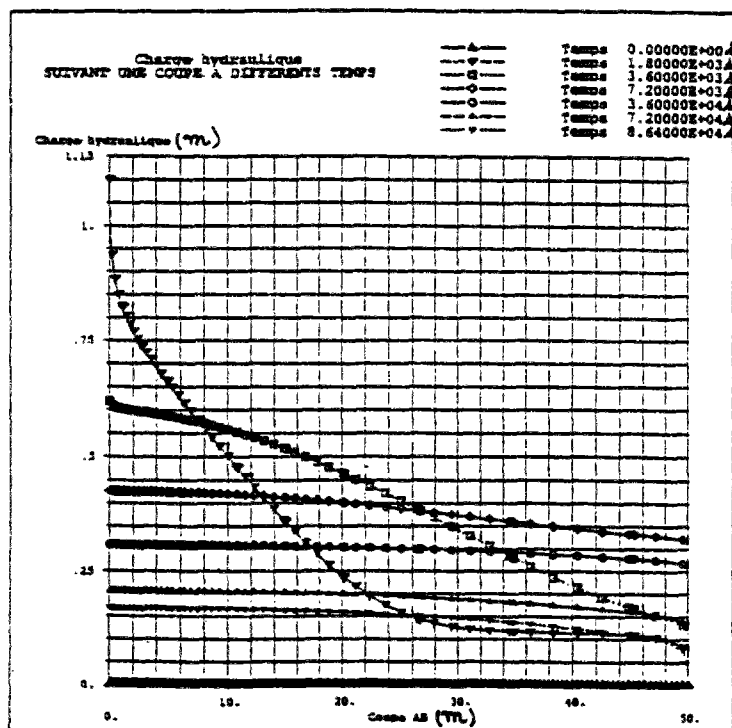


Figure A.6.12. : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{avn1} = 661$  l/h, pente = 0 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).

#### A.6.1.2.1.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau à l'aval ( $H_{aval} \equiv 0$ )

①  $K = 1$  m/s, porosité = 40 %

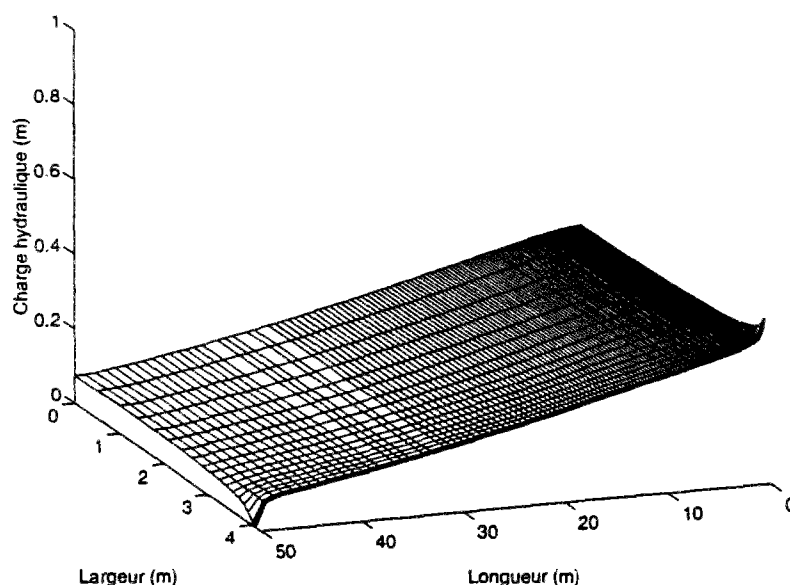
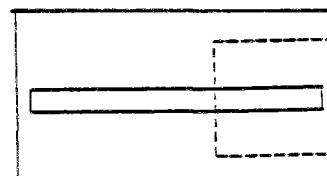
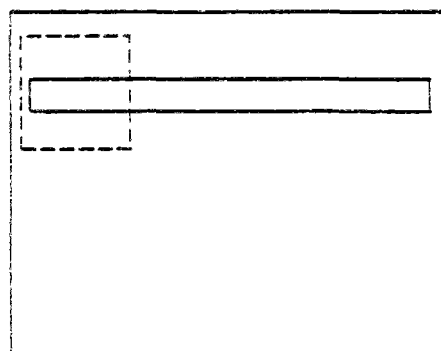


Figure A.6.13. : Vue en 3 dimensions de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 30$  minutes ( $H_{avn1} = 0$ , pente = 0 %,  $K = 1$  m/s,  $n = 40$  %).



Graph showing the evolution of water height (Hauteur d'eau in cm) over time (Temps in heures) for three different locations (Amont, Milieu, Aval) during a flood event. The y-axis ranges from 0 to 60 cm, and the x-axis ranges from 0 to 24 hours.

Legend:

- Amont ( $x = 0, y = 4 \text{ m}$ ) (Solid line)
- Milieu ( $x = 25 \text{ m}, y = 2 \text{ m}$ ) (Line with open circles)
- Aval ( $x = 50 \text{ m}, y = 2 \text{ m}$ ) (Dashed line)

The graph illustrates that the water height is highest at the upstream location (Amont) and decreases significantly as the flood moves downstream towards the downstream location (Aval). The peak water height occurs around 0.5 to 1 hour for all locations, with the peak height being highest at Amont (~42 cm) and lowest at Aval (~11 cm).

50

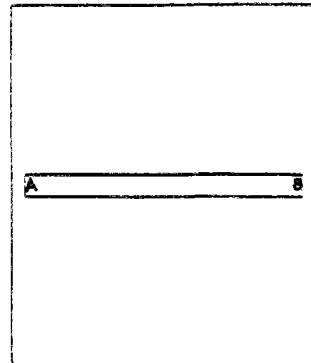
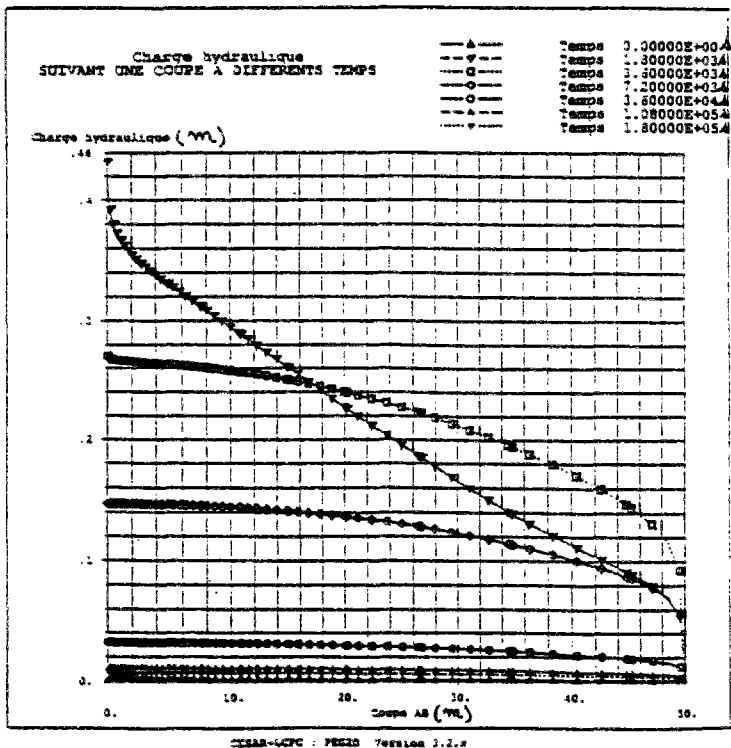


Figure A.6.16. : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir sans drain ( $H_{nvl} = 0$ , pente = 0 %,  $K = 1$  m/s,  $n = 40$  %).

②  $K = 10$  cm/s, porosité = 30 %

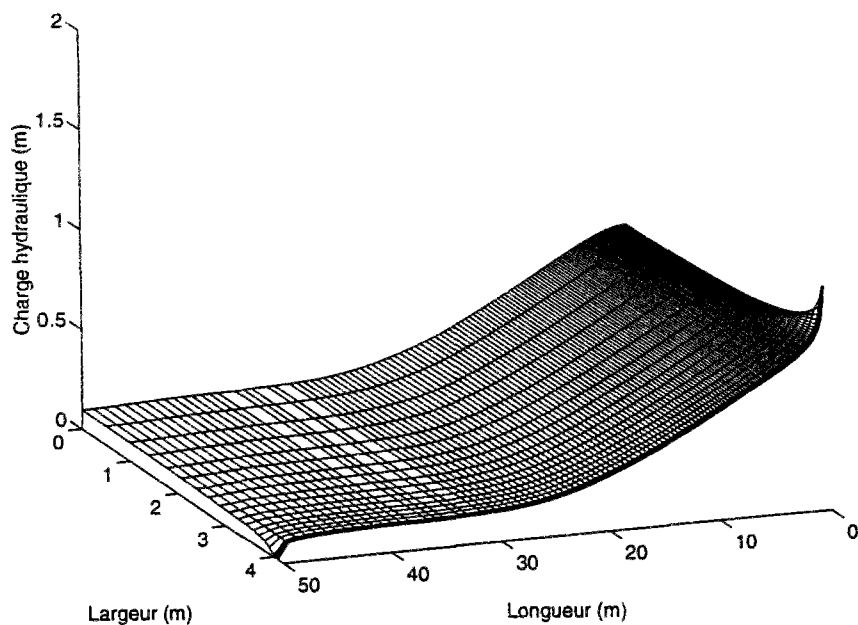


Figure A.6.17. : Vue en 3 dimensions de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir sans drain à l'instant  $T = 30$  minutes ( $H_{nvl} = 0$ , pente = 0 %,  $K = 10$  cm/s,  $n = 30$  %).



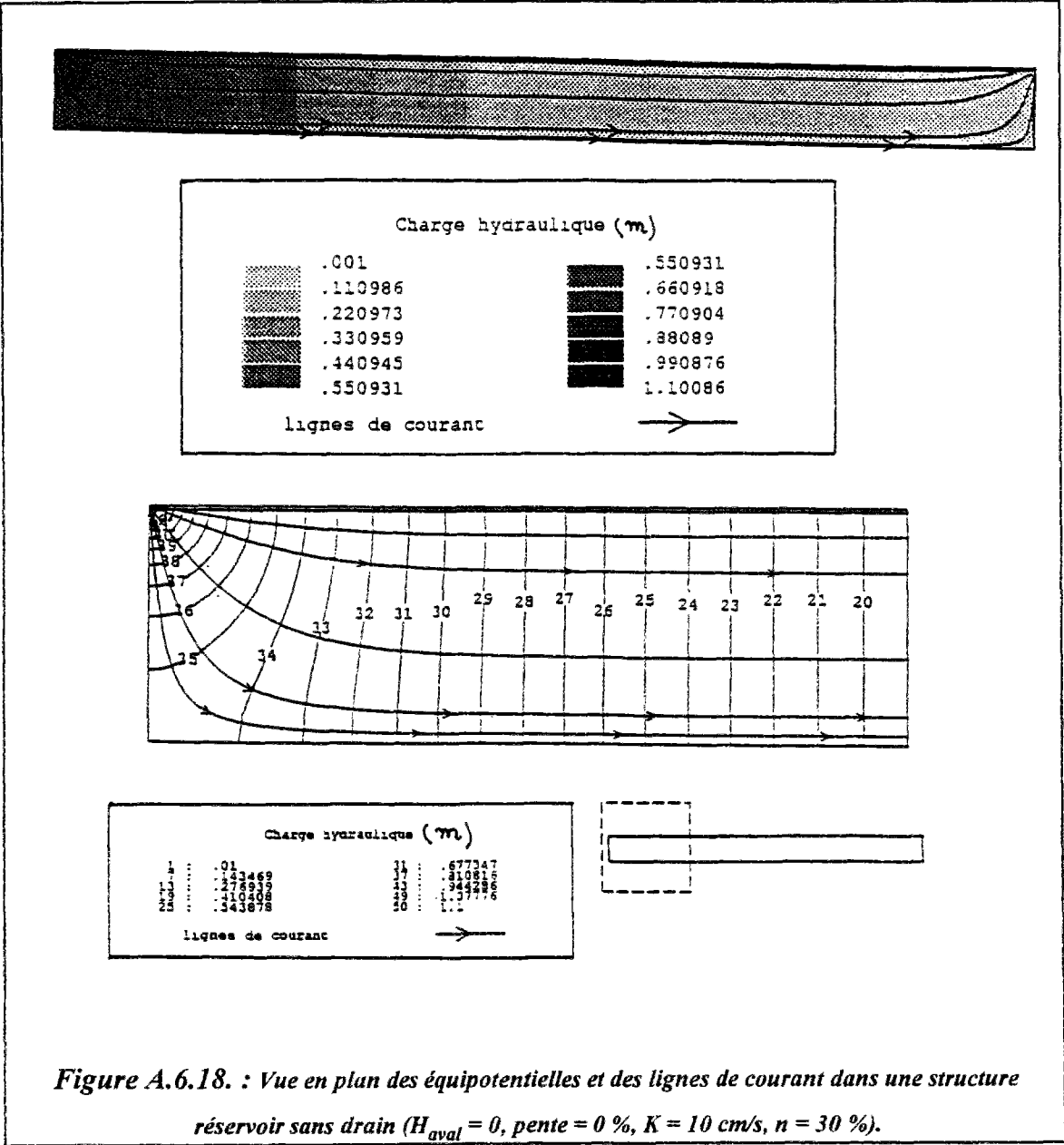


Figure A.6.18. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir sans drain ( $H_{aval} = 0$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

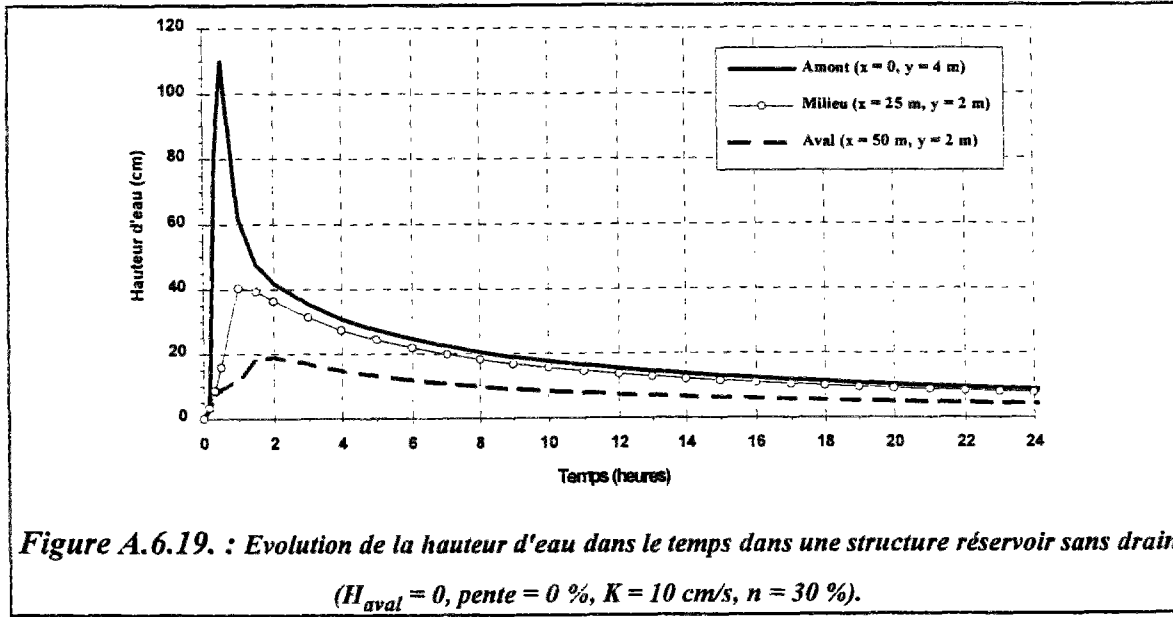


Figure A.6.19. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir sans drain ( $H_{aval} = 0$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).



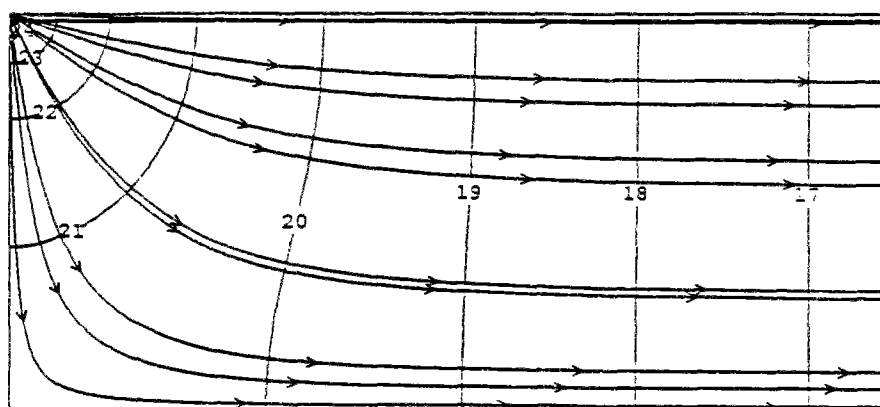
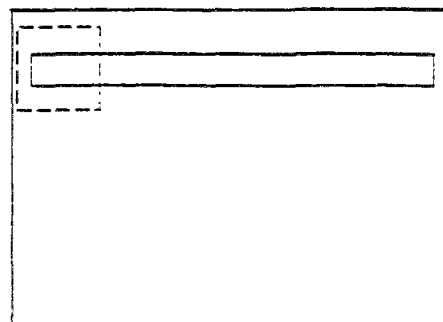
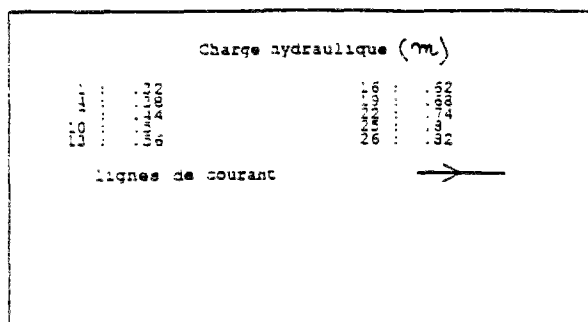
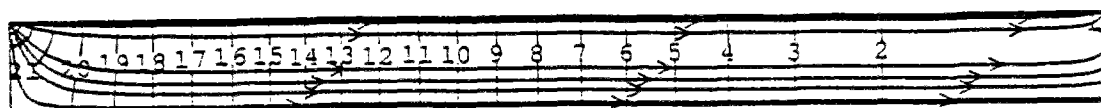


Figure A.6.22. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 1 \text{ m/s}$ ,  $n = 40 \%$ ).

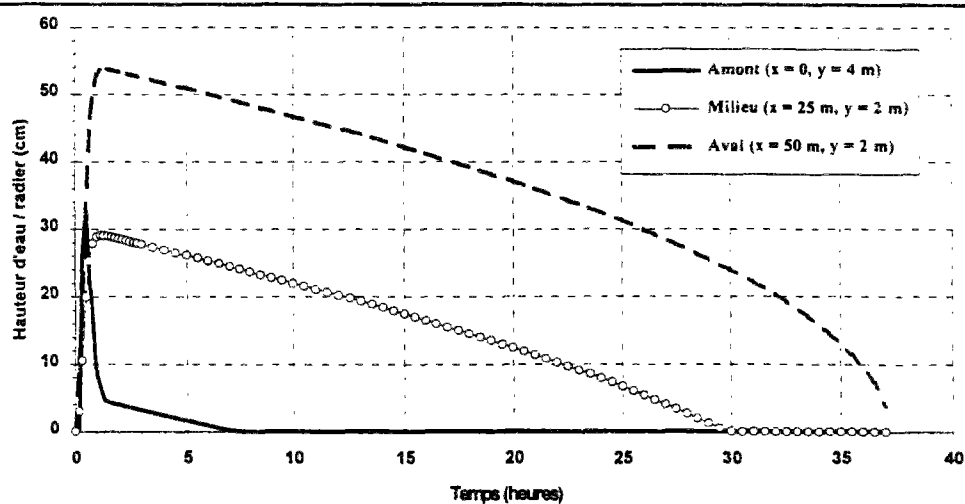
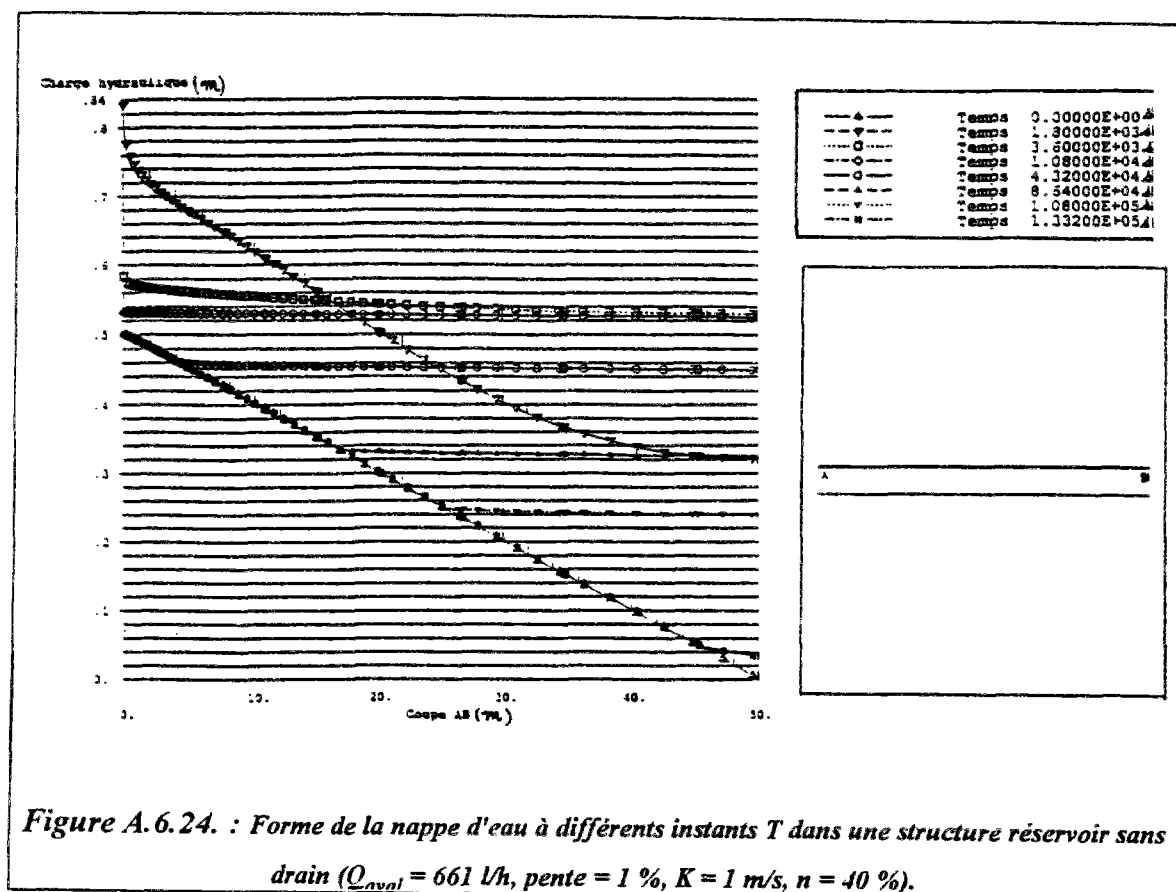
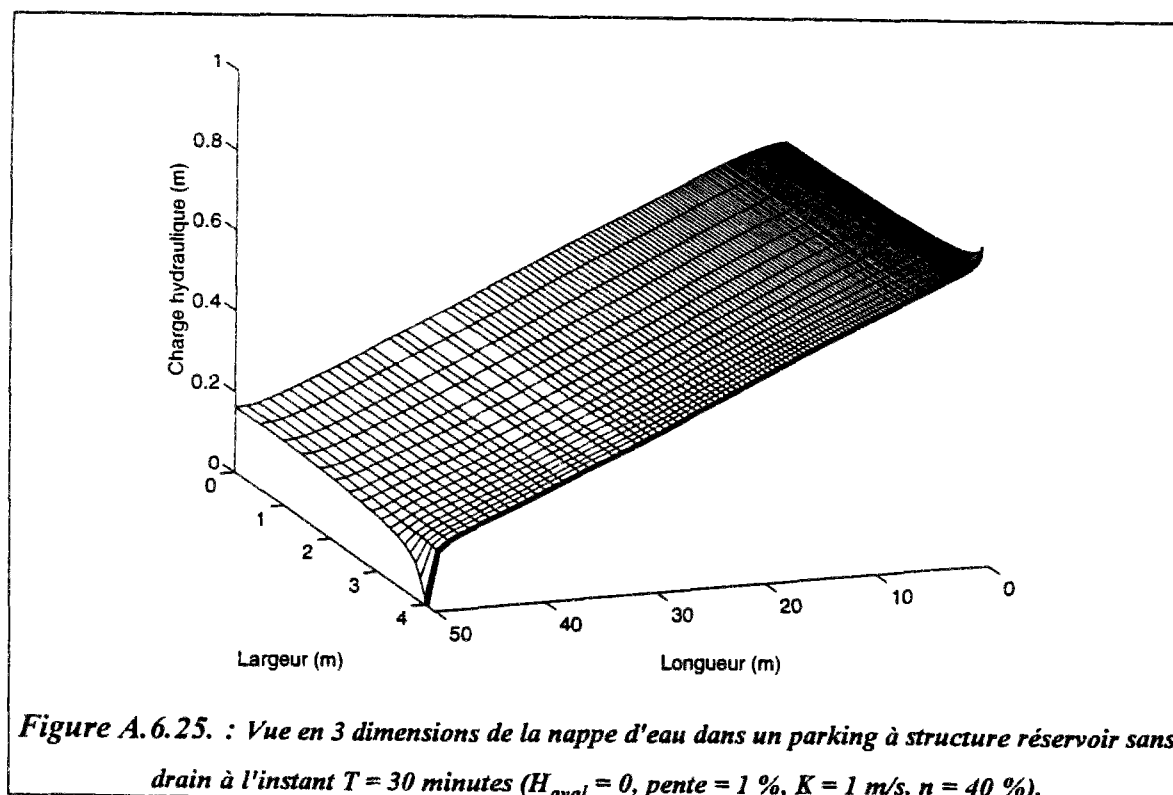


Figure A.6.23. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir sans drain ( $Q_{aval} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 1 \text{ m/s}$ ,  $n = 40 \%$ ).



#### A.6.1.2.2.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau à l'exutoire ( $H_{\text{aval}} \equiv 0$ )

- $K = 1 \text{ m/s}$ , porosité = 40 %



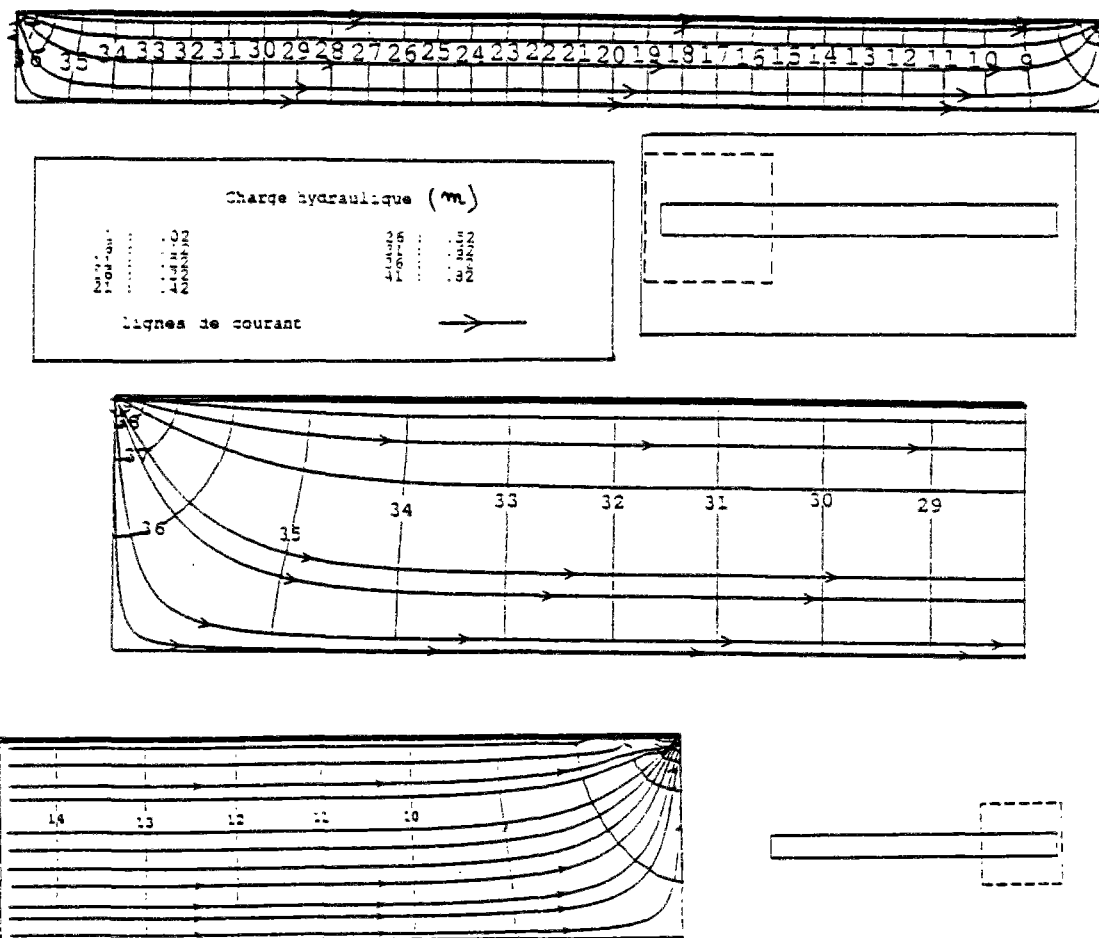


Figure A.6.26. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir sans drain ( $H_{aval} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 1 \text{ m/s}$ ,  $n = 40 \%$ ).

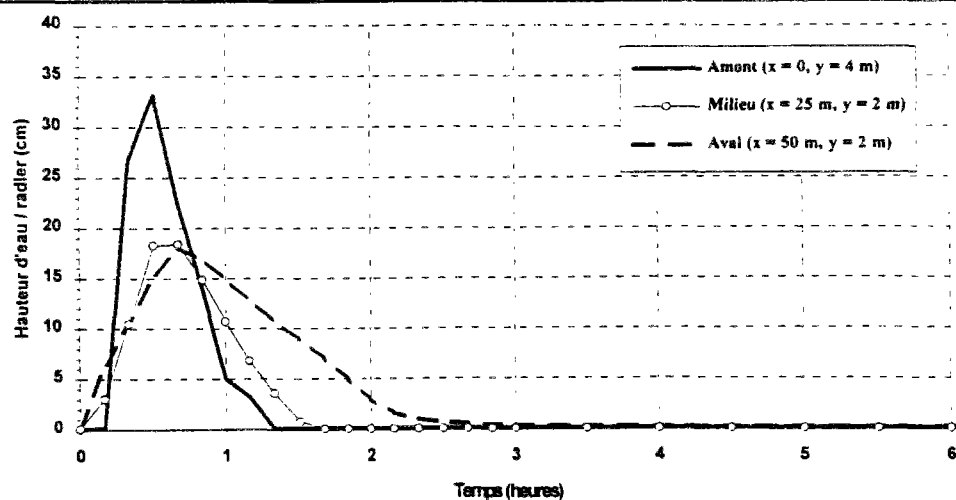


Figure A.6.27. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir sans drain ( $H_{aval} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 1 \text{ m/s}$ ,  $n = 40 \%$ ).

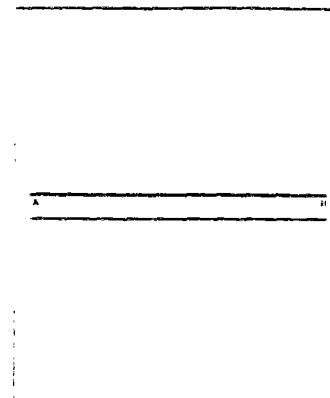
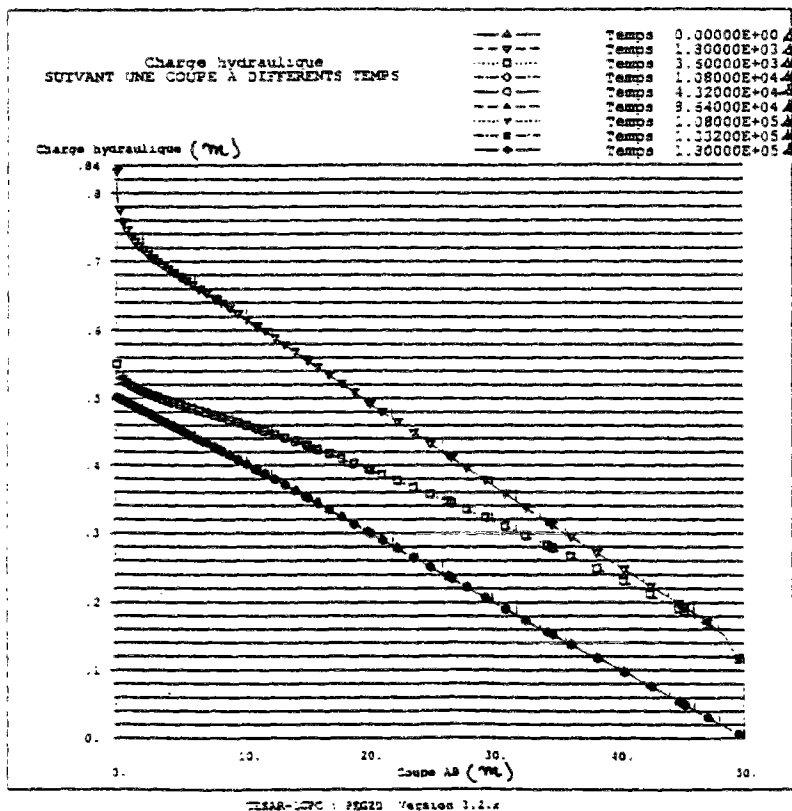


Figure A.6.28. : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir sans drain ( $H_{\text{aval}} = 0$ , pente = 1 %,  $K = 1$  m/s,  $n = 40$  %).

# A.6.2. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE D'UNE SERIE DE 3 CASIERS DE STRUCTURES RESERVOIRS

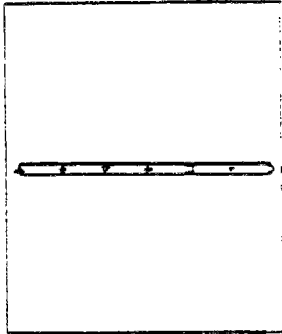
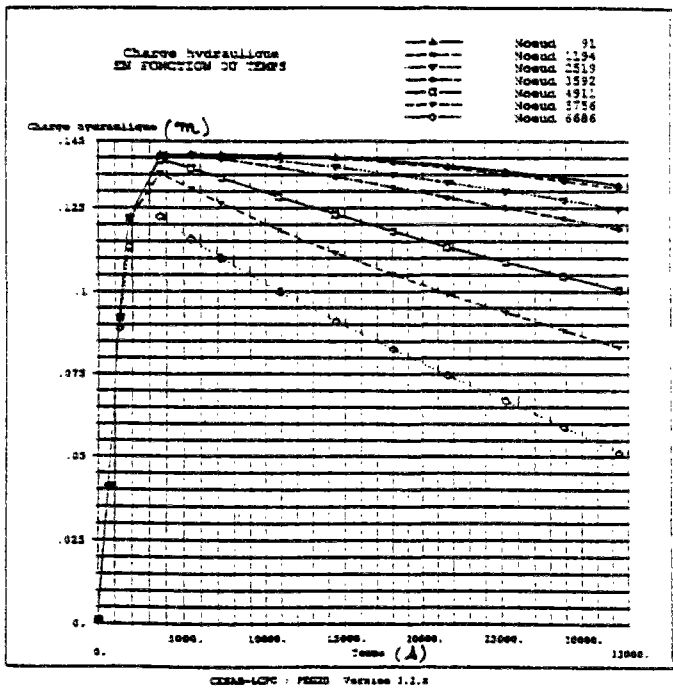


Figure A.6.29. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une série de 3 structures réservoirs sans drain ( $Q_{aval} = 284 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

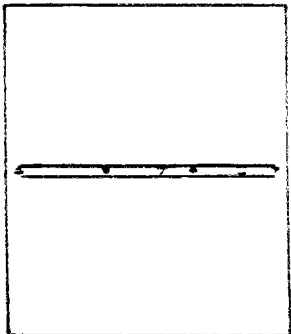
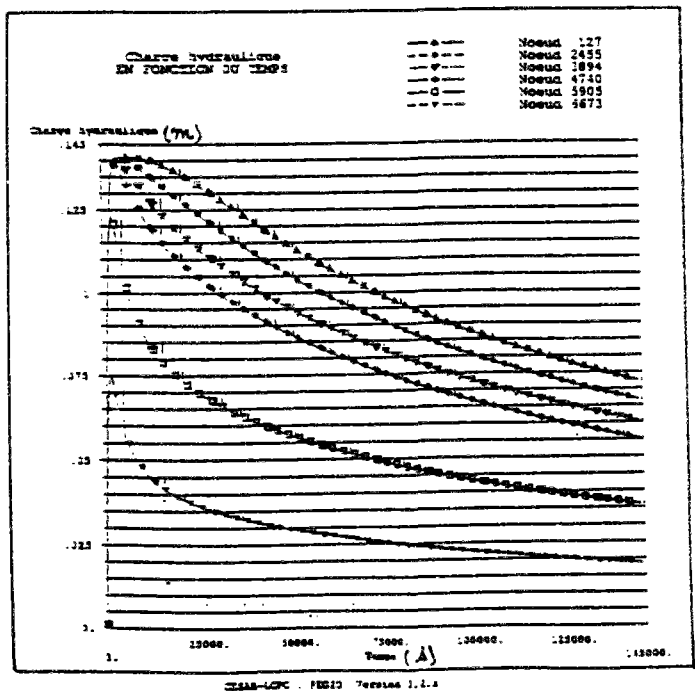


Figure A.6.30. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une série de 3 structures réservoirs sans drain ( $H_{aval} = 0$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

## **ANNEXE 7**

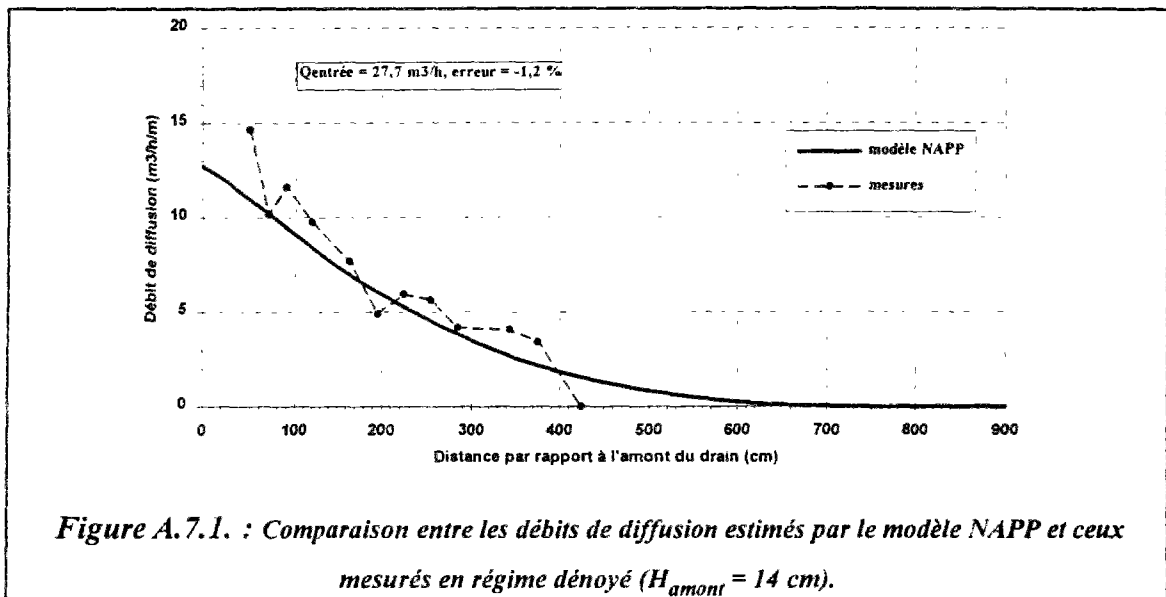
**Couplage des écoulements dans les drains et  
dans les structures réservoirs**



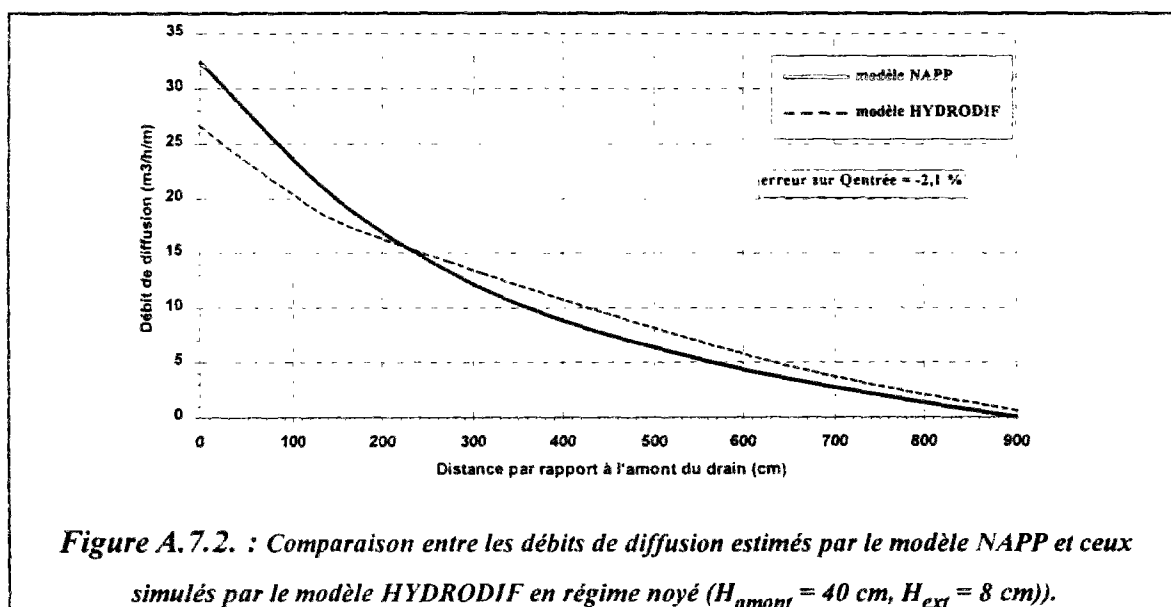
## A.7.1. MODELISATION D'UN DRAIN PAR UN MILIEU POREUX EQUIVALENT

### A.7.1.1. Schématisation du drain D 150 mm

Le graphique A.7.1 présente un exemple de comparaison entre les débits de diffusion simulés par le modèle NAPP (loi de DARCY) et les mesures réalisées en régime dénoyé pour le drain de diamètre 157 mm.



Le graphique A.7.2 présente un exemple de comparaison entre les débits de diffusion simulés par le modèle NAPP (loi de DARCY) et par le modèle HYDRODIF en régime noyé pour le drain de diamètre 157 mm.



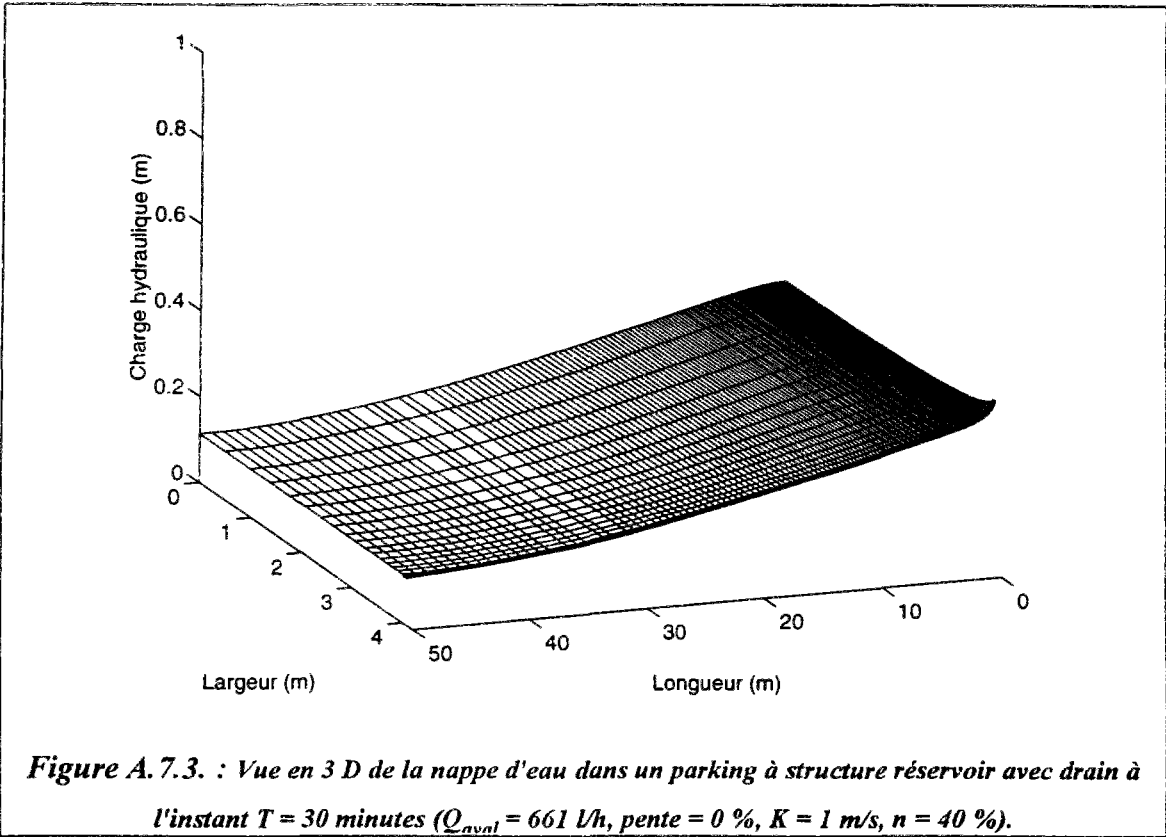
**A.7.2. SIMULATION DES ECOULEMENTS DANS UNE STRUCTURE RESERVOIR EQUIPEE D'UN DRAIN**

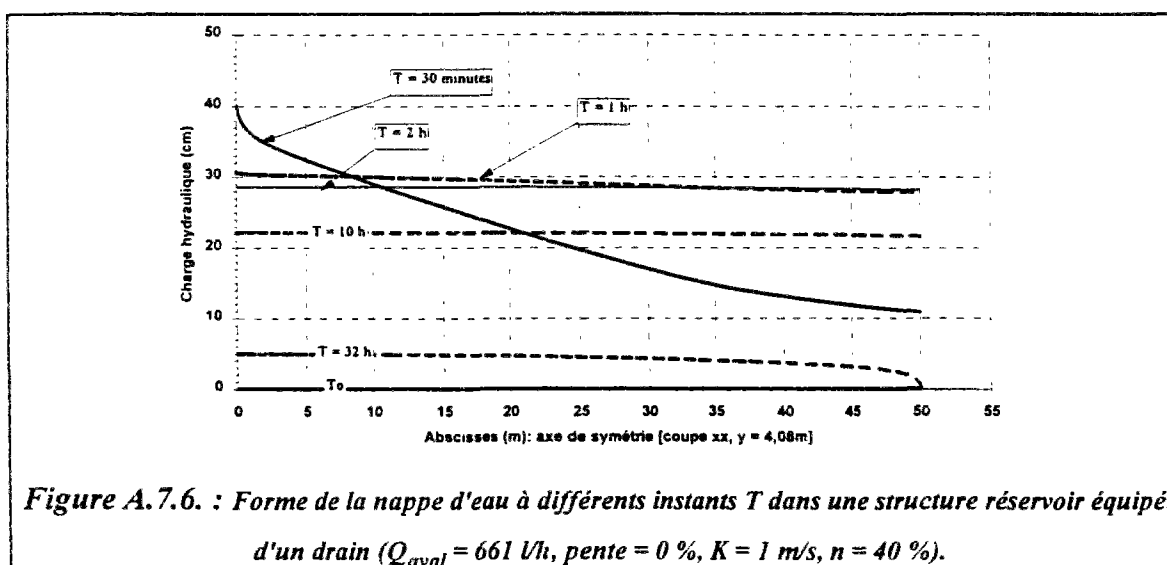
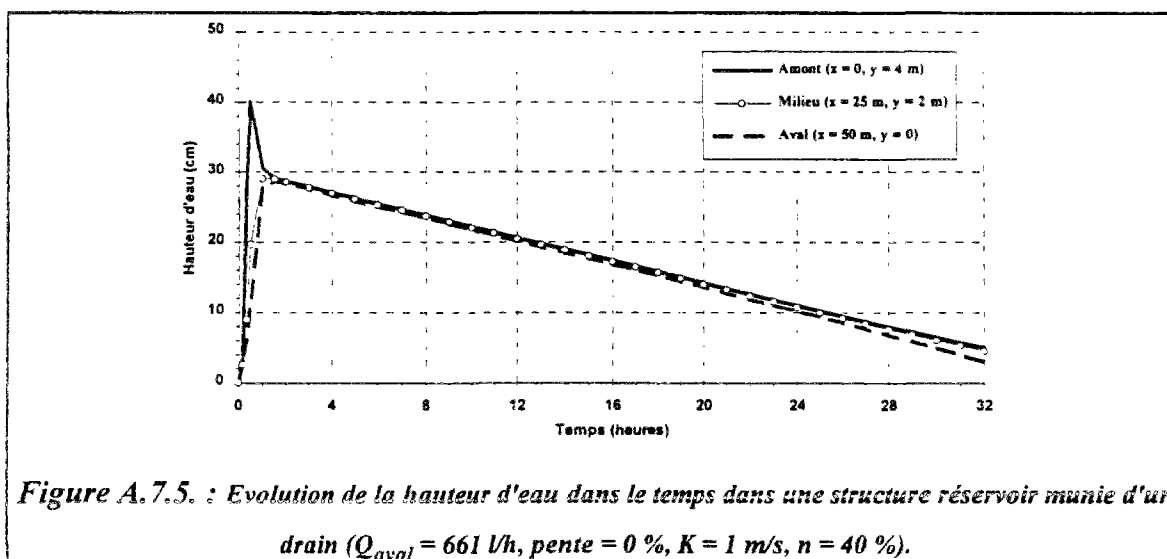
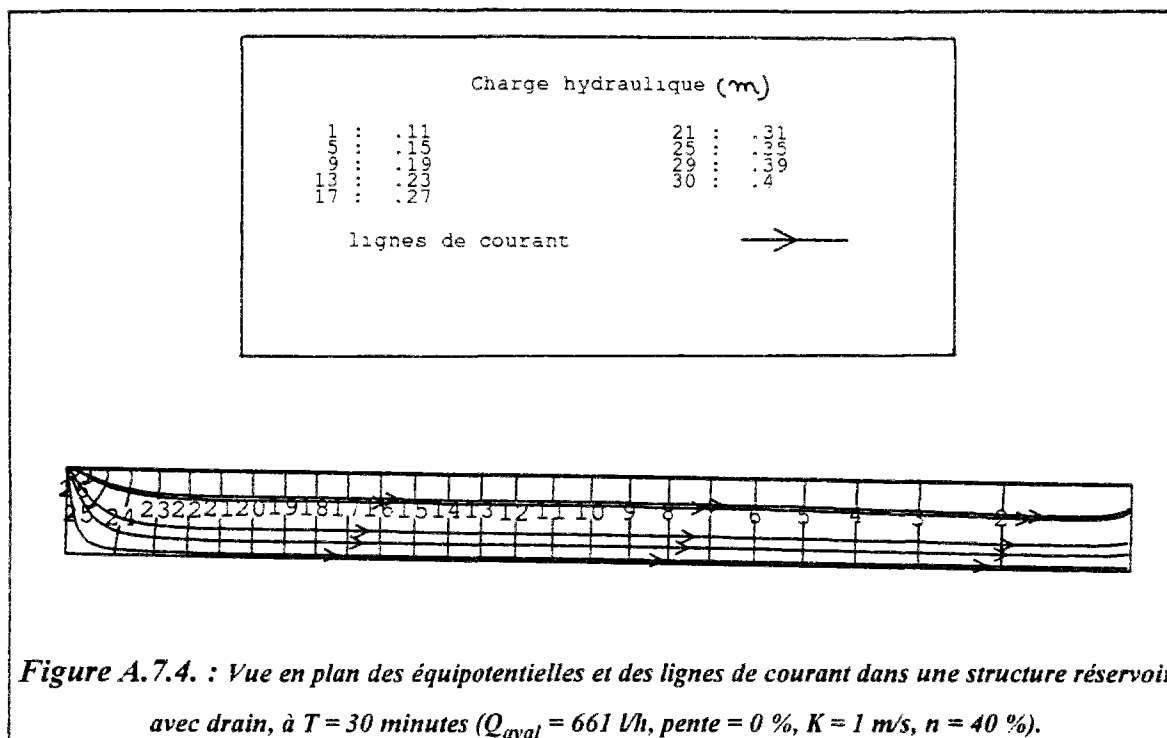
Pour illustrer les différentes simulations numériques présentées ci-dessous, 4 types de graphiques sont exposés pour chaque cas. Il s'agit de présenter une vue en 3 dimensions de la nappe d'eau à un instant T donné, une vue en plan des équipotentielles et des lignes de courant dans la structure réservoir à un instant T donné, l'évolution du niveau piézométrique de la nappe d'eau dans le temps et un graphique représentant la variation de la forme et du niveau piézométrique de la nappe pendant les phases de remplissage et de vidange de cet ouvrage de stockage d'eaux pluviales.

**A.7.2.1. Structures réservoirs en position horizontale (pente = 0 %)**

*A.7.2.1.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{aval}$  imposé)*

*A.7.2.1.1.1.  $K = 1\text{ m/s}$ , porosité = 40 %*





A.7.2.1.1.2.  $K = 10 \text{ cm/s}$ , porosité = 30 %

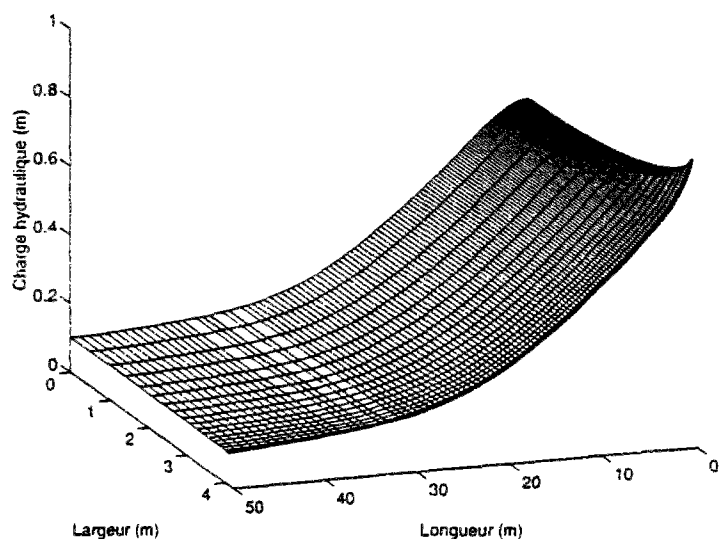


Figure A.7.7. : Vue en 3 D de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir avec drain à l'instant  $T = 30$  minutes ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30$  %).

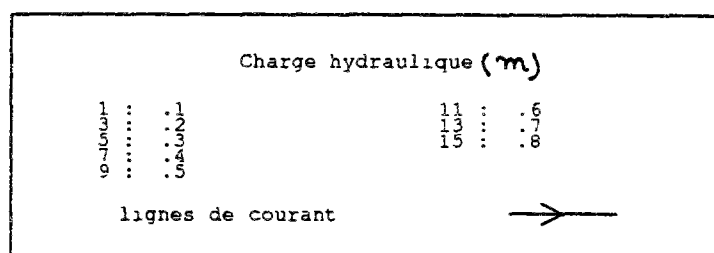


Figure A.7.8. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir avec drain, à  $T = 30$  minutes ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30$  %).

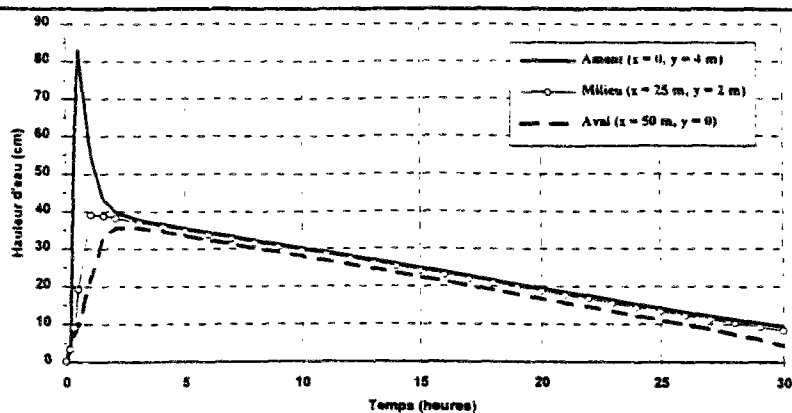
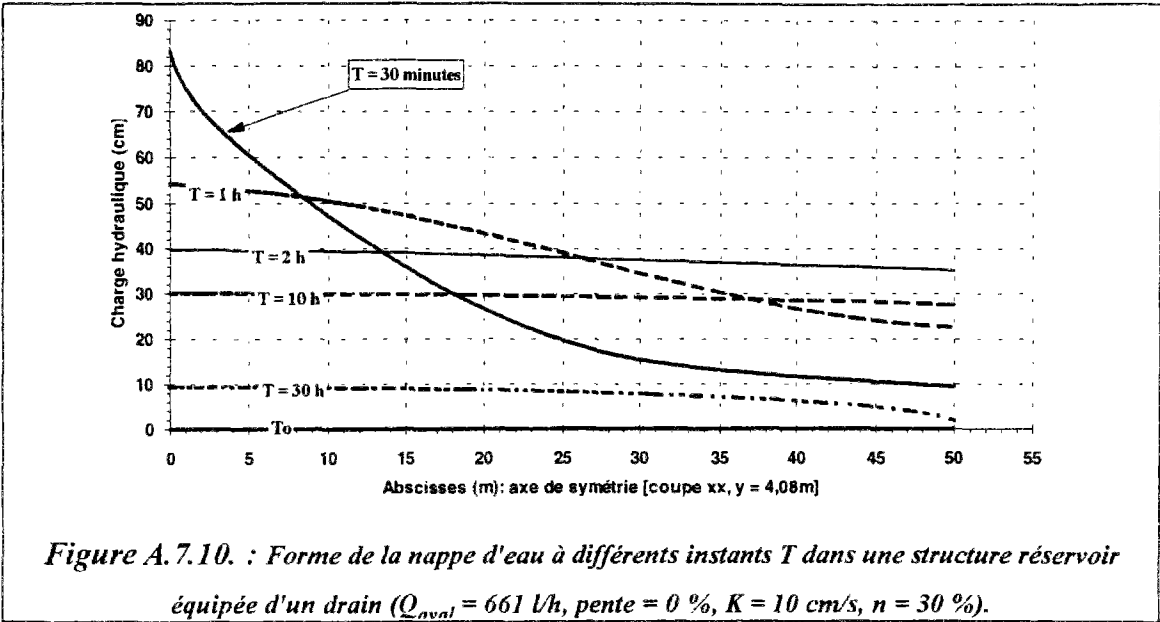
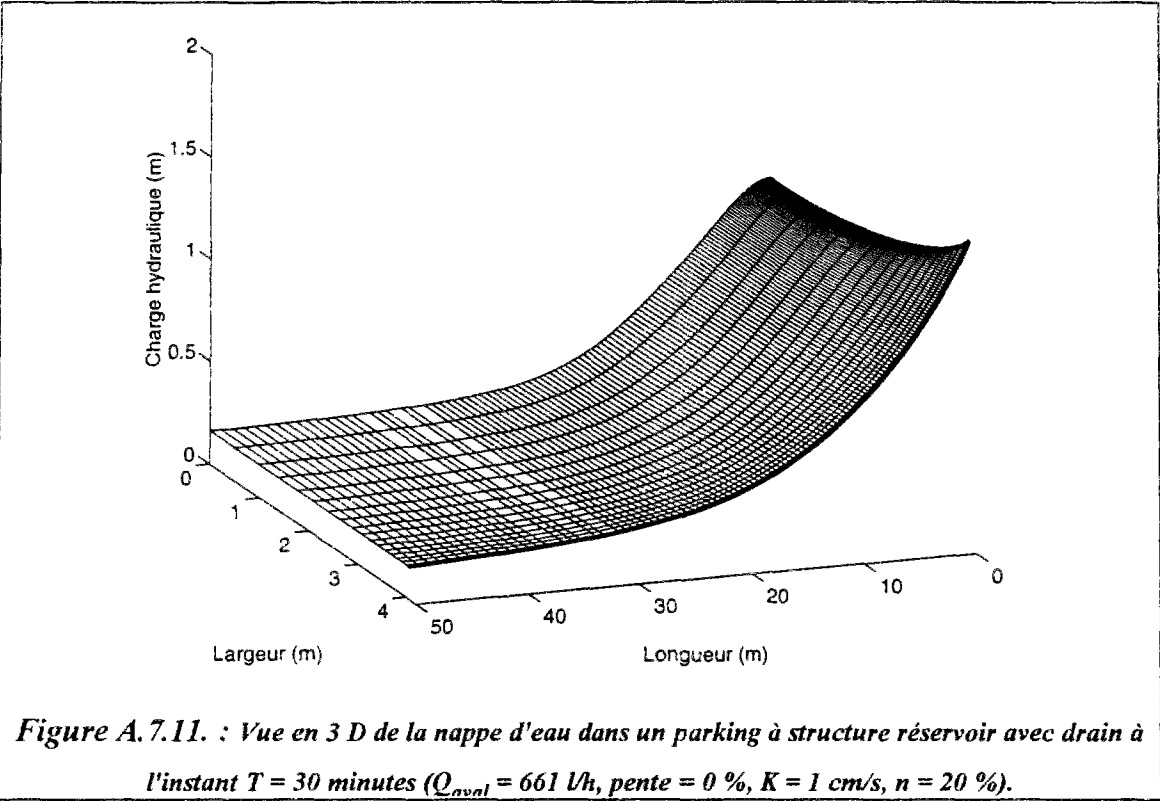
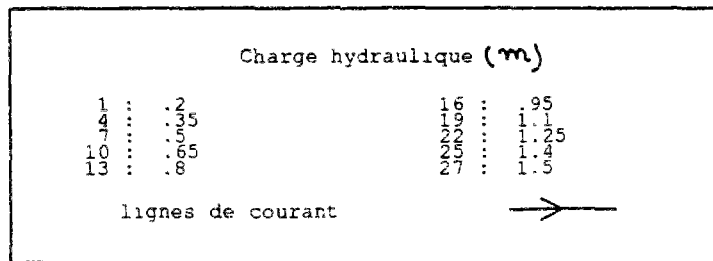


Figure A.7.9. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir munie d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30$  %).

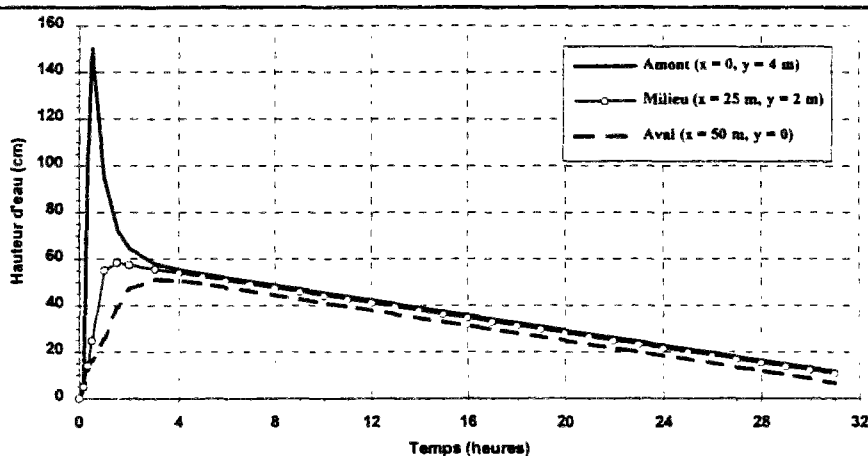


A.7.2.1.1.3.  $K = 1 \text{ cm/s}$ , porosité = 20 %

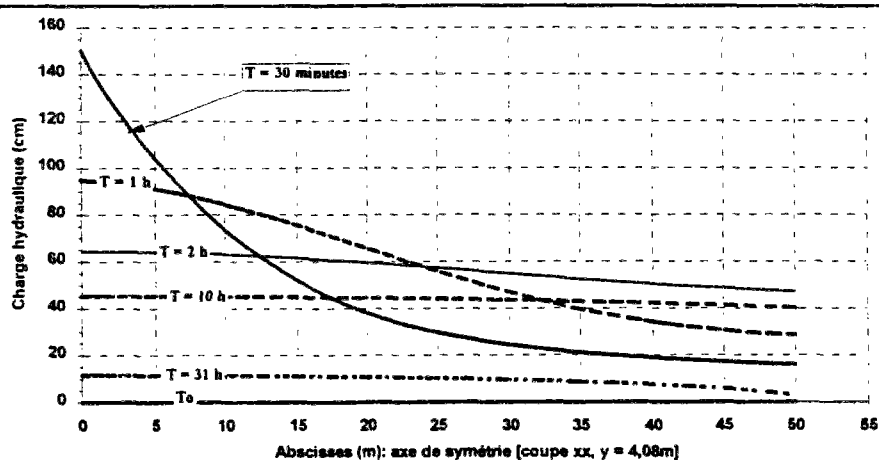




**Figure A.7.12. :** Vue en plan des équipotentiellles et des lignes de courant dans une structure réservoir avec drain, à  $T = 30$  minutes ( $Q_{\text{aval}} = 661$  l/h, pente = 0 %,  $K = 1$  cm/s,  $n = 20$  %).



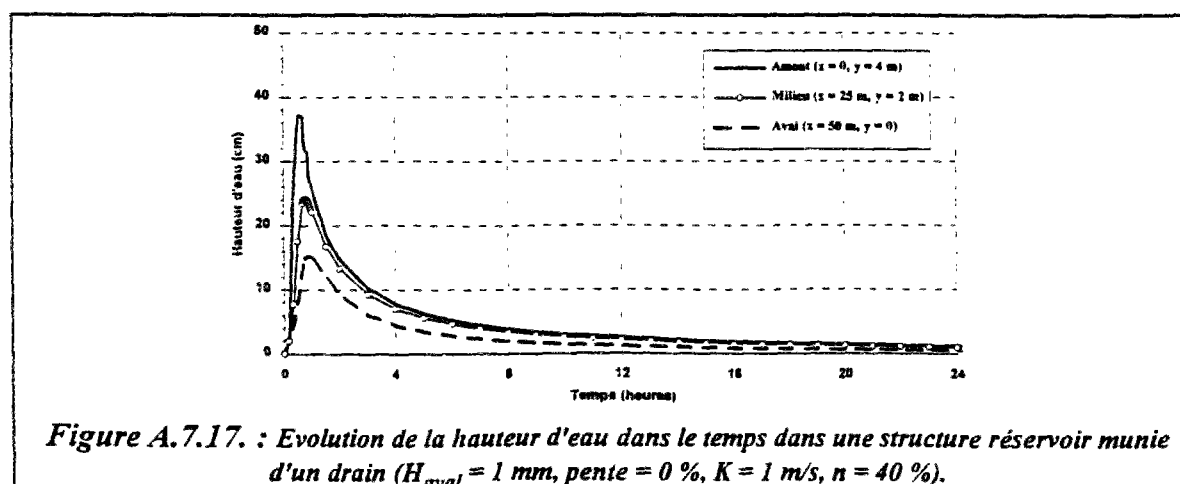
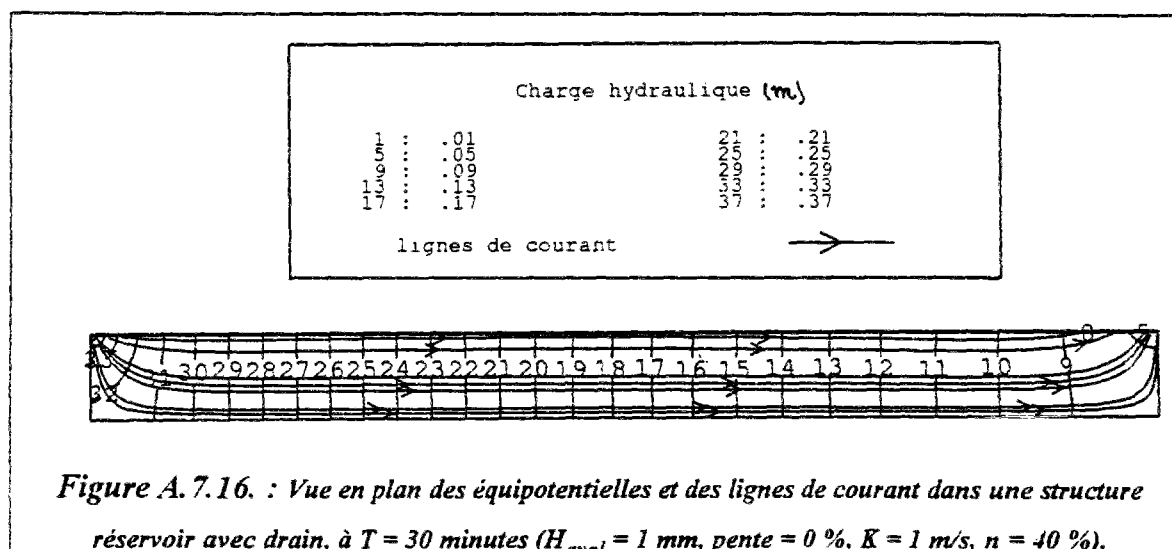
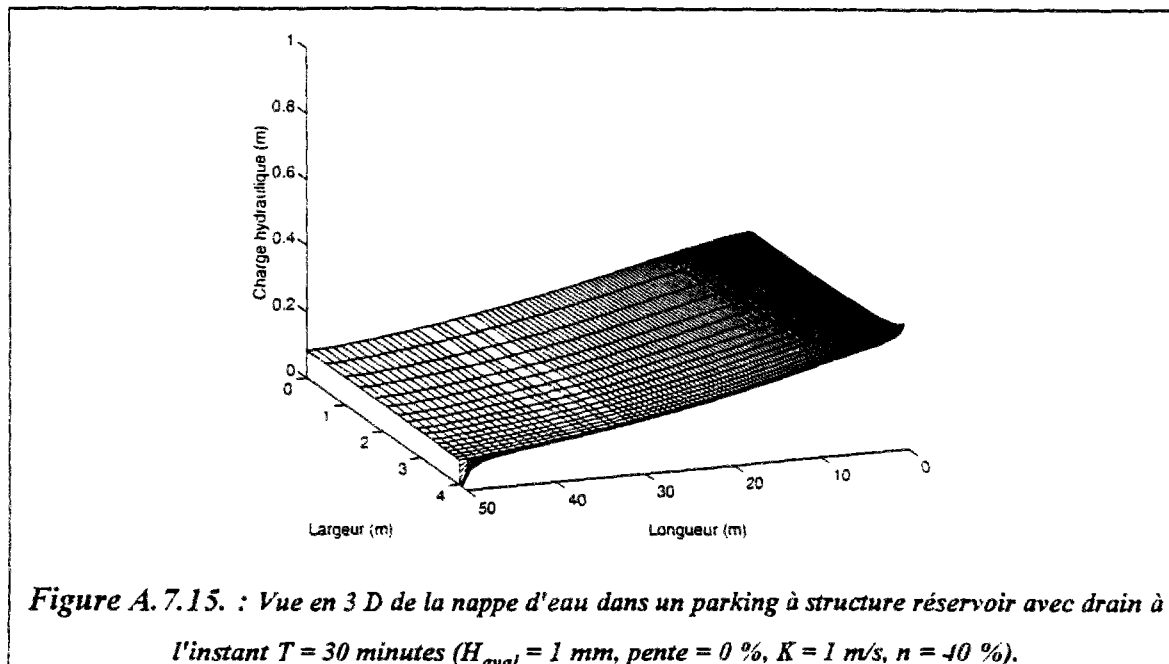
**Figure A.7.13. :** Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir munie d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661$  l/h, pente = 0 %,  $K = 1$  cm/s,  $n = 20$  %).



**Figure A.7.14. :** Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir équipée d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661$  l/h, pente = 0 %,  $K = 1$  cm/s,  $n = 20$  %).

### A.7.2.1.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau aval ( $H_{aval} \equiv 0$ )

#### A.7.2.1.2.1. $K = 1 \text{ m/s}$ , porosité = 40 %



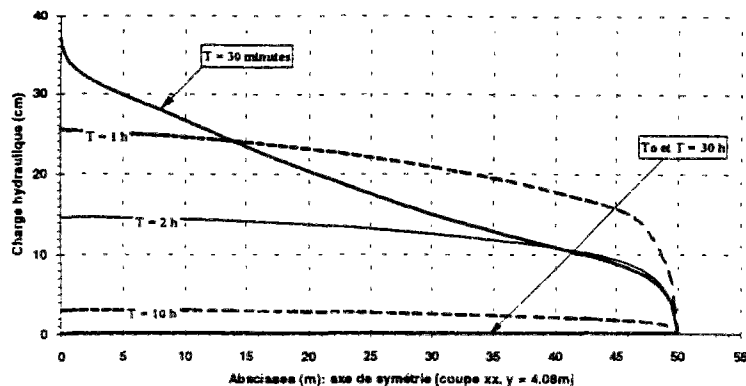


Figure A.7.18. : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir équipée d'un drain ( $H_{\text{avnl}} = 1 \text{ mm}$ , pente = 0 %,  $K = 1 \text{ m/s}$ ,  $n = 40 \%$ ).

A.7.2.1.2.2.  $K = 10 \text{ cm/s}$ , porosité = 30 %

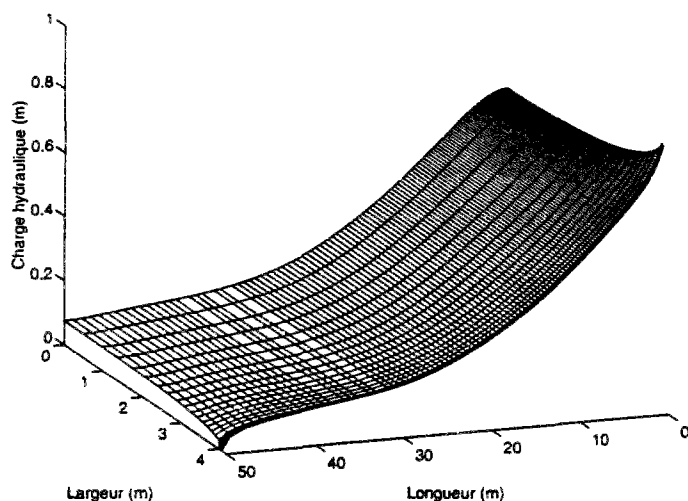


Figure A.7.19. : Vue en 3 D de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir avec drain à l'instant  $T = 30 \text{ minutes}$  ( $H_{\text{avnl}} = 1 \text{ mm}$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).

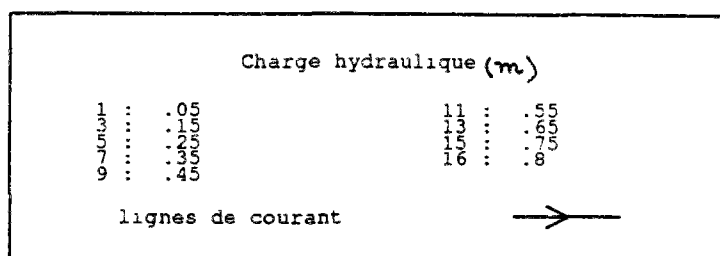
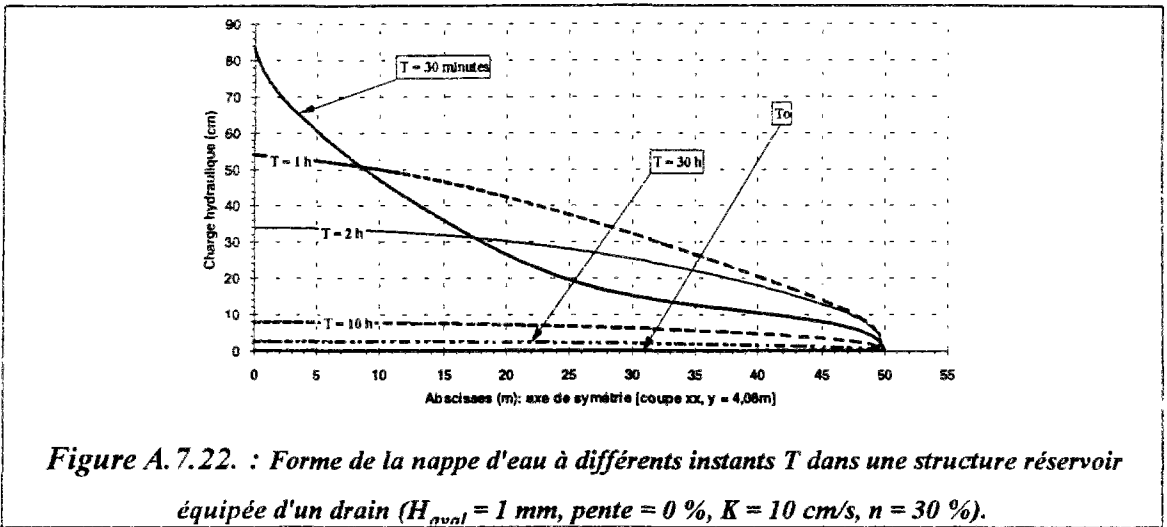
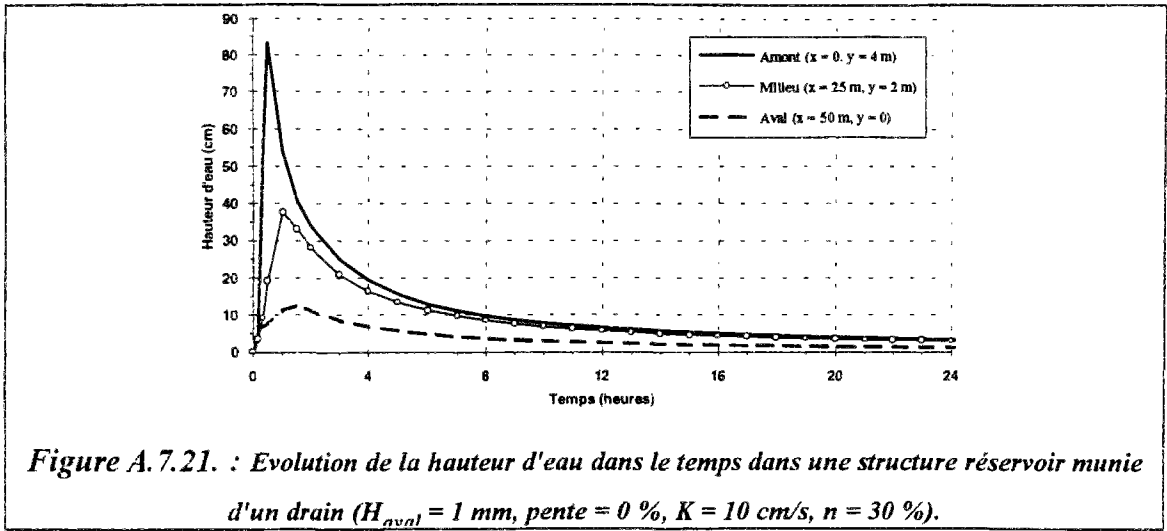
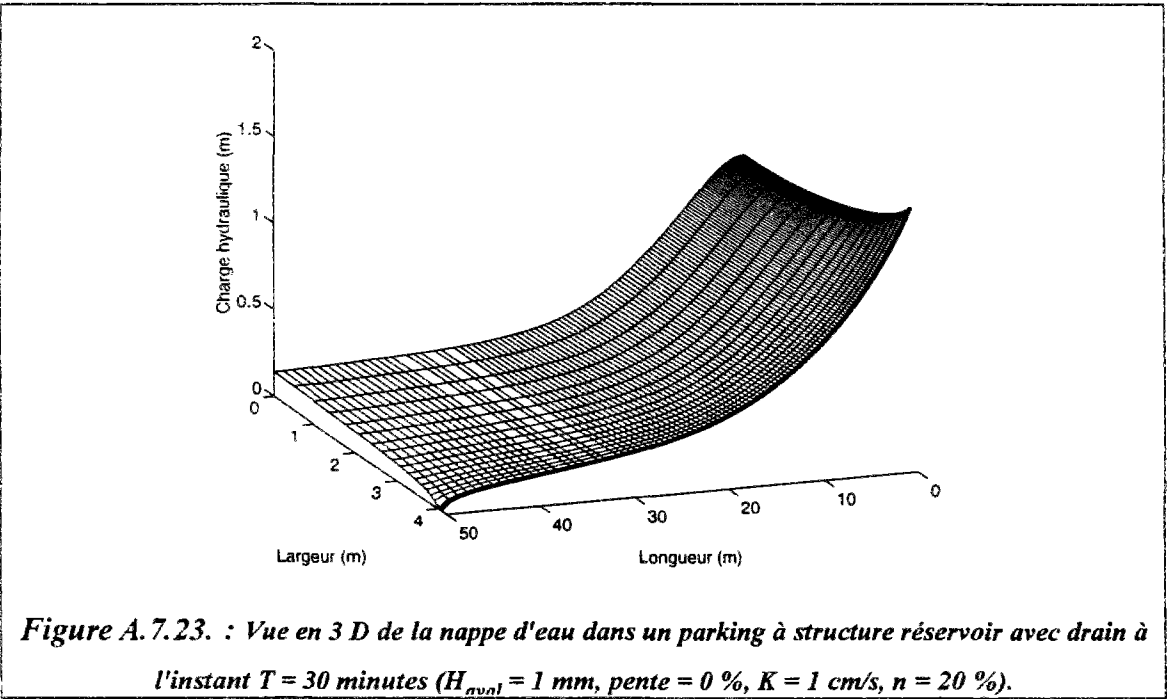


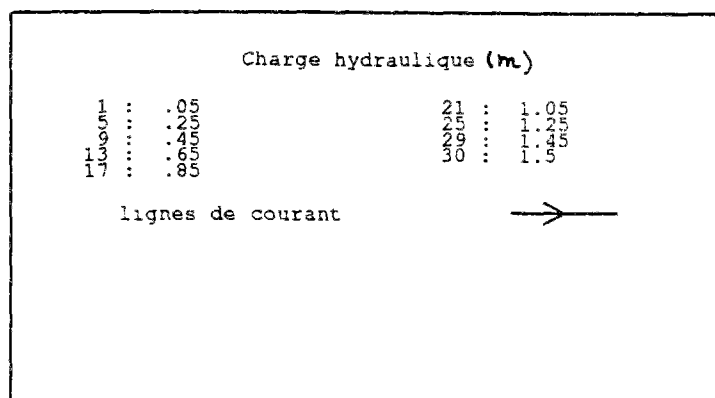
Figure A.7.20. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir avec drain, à  $T = 30 \text{ minutes}$  ( $H_{\text{avnl}} = 1 \text{ mm}$ , pente = 0 %,  $K = 10 \text{ cm/s}$ ,  $n = 30 \%$ ).



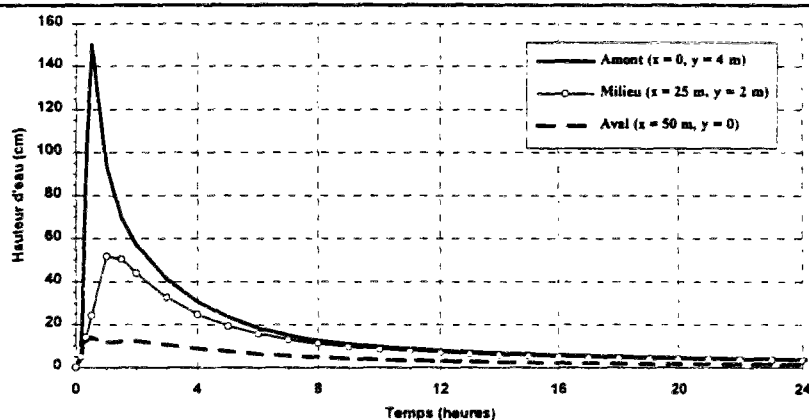


#### A.7.2.1.2.3. $K = 1 \text{ cm/s}$ , porosité = 20 %

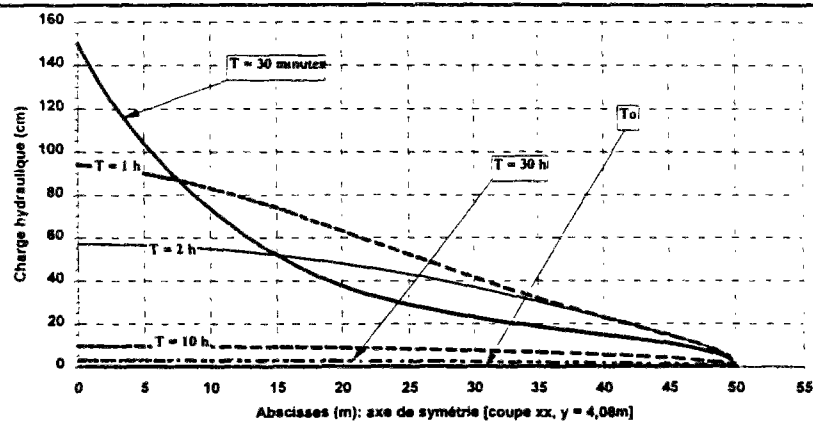




**Figure A.7.24. :** Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir avec drain, à  $T = 30$  minutes ( $H_{aval} = 1$  mm, pente = 0 %,  $K = 1$  cm/s,  $n = 20$  %).



**Figure A.7.25. :** Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir munie d'un drain ( $H_{aval} = 1$  mm, pente = 0 %,  $K = 1$  cm/s,  $n = 20$  %).



**Figure A.7.26. :** Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir équipée d'un drain ( $H_{aval} = 1$  mm, pente = 0 %,  $K = 1$  cm/s,  $n = 20$  %).

### A.7.2.2. Structures réservoirs en pente de 1 %

#### A.7.2.2.1. Cas de régulation du débit aval ( $Q_{\text{aval}}$ imposé)

##### A.7.2.2.1.1. $K = 1 \text{ cm/s}$ , porosité = 20 %

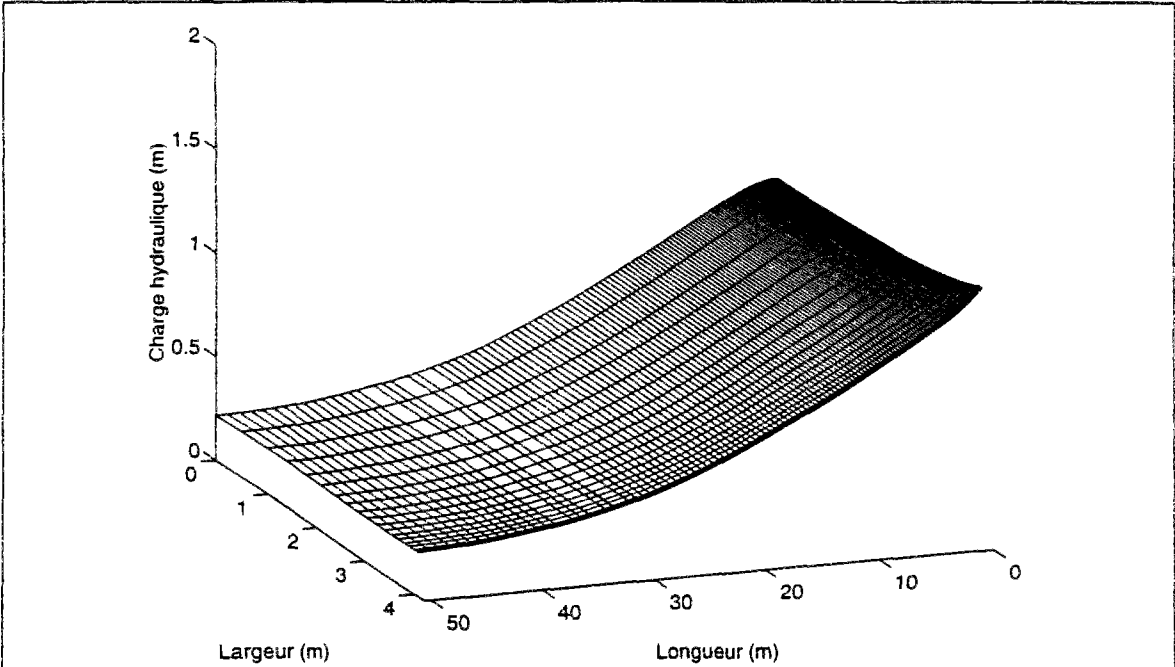


Figure A.7.27. : Vue en 3 D de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir avec drain à l'instant  $T = 30$  minutes ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 1 \text{ cm/s}$ ,  $n = 20$  %).

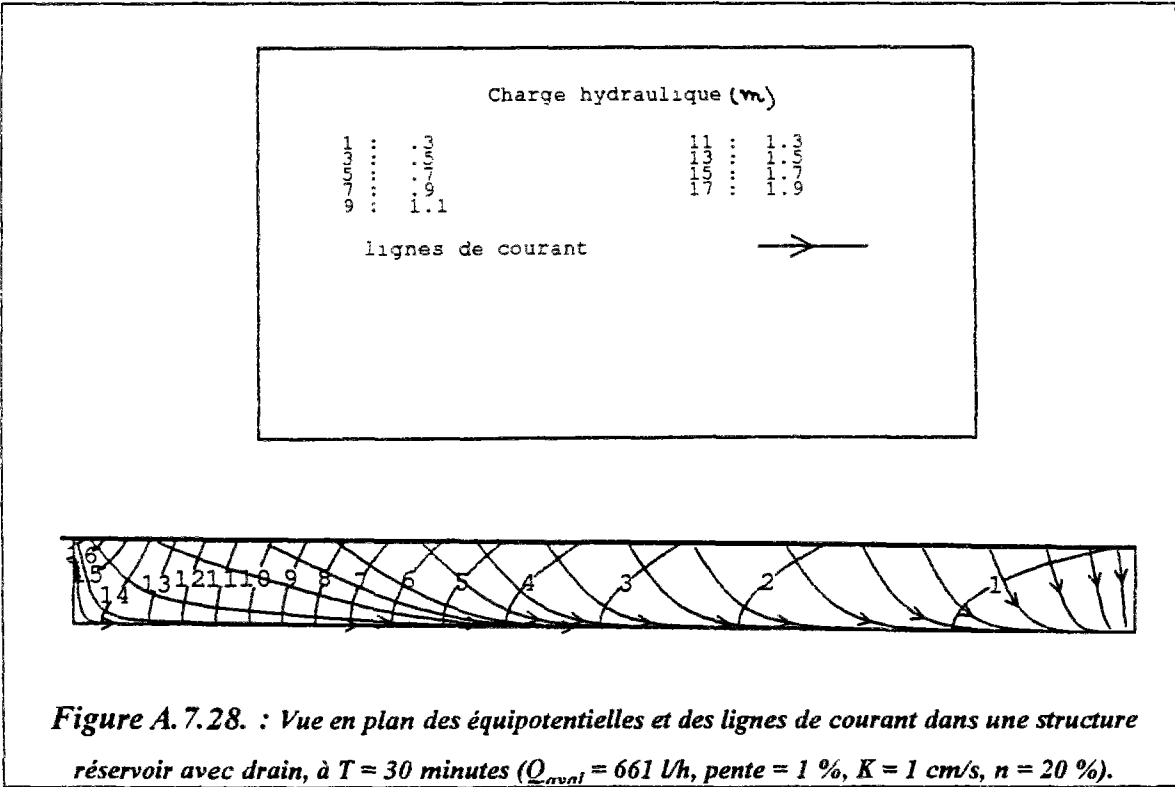


Figure A.7.28. : Vue en plan des équipotentiels et des lignes de courant dans une structure réservoir avec drain, à  $T = 30$  minutes ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 1 \text{ cm/s}$ ,  $n = 20$  %).

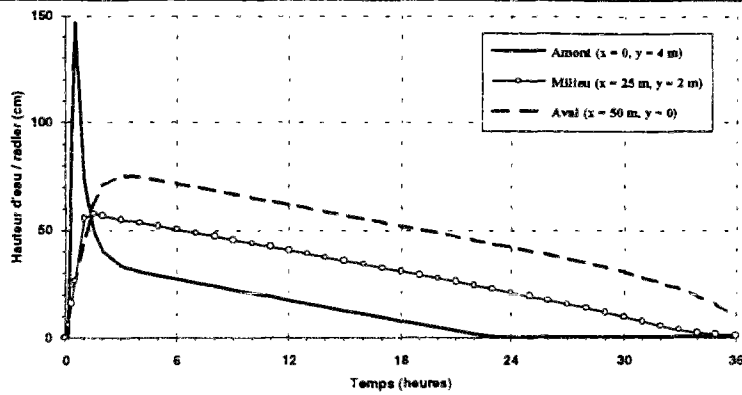


Figure A.7.29. : Evolution de la hauteur d'eau dans le temps dans une structure réservoir munie d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 1 \text{ cm/s}$ ,  $n = 20 \%$ ).

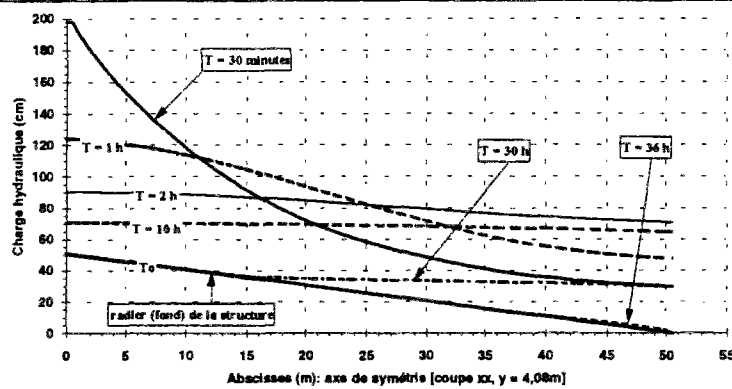


Figure A.7.30. : Forme de la nappe d'eau à différents instants  $T$  dans une structure réservoir équipée d'un drain ( $Q_{\text{aval}} = 661 \text{ l/h}$ , pente = 1 %,  $K = 1 \text{ cm/s}$ ,  $n = 20 \%$ ).

#### A.7.2.2.2. Cas de régulation de la hauteur d'eau aval ( $H_{\text{aval}} \cong 0$ )

##### A.7.2.2.2.1. $K = 1 \text{ cm/s}$ , porosité = 20 %

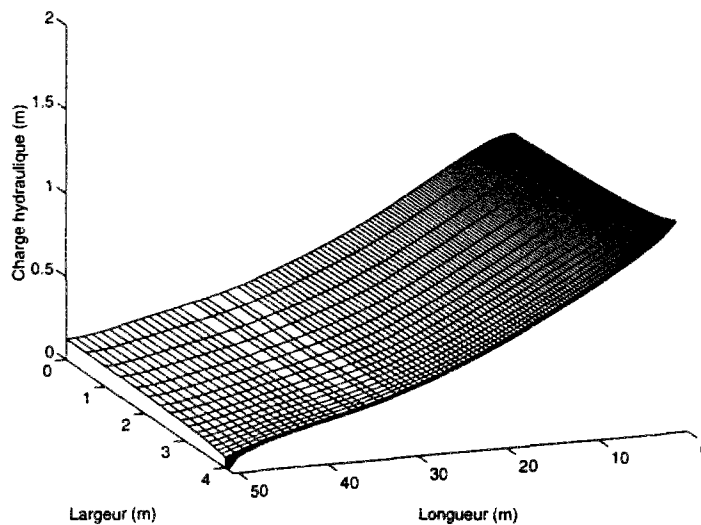


Figure A.7.31. : Vue en 3 D de la nappe d'eau dans un parking à structure réservoir avec drain à l'instant  $T = 30 \text{ minutes}$  ( $H_{\text{aval}} = 1 \text{ mm}$ , pente = 1 %,  $K = 1 \text{ cm/s}$ ,  $n = 20 \%$ ).

